OEUVRES

DE M. GAUTHEY.

TOME DEUXIÈME.

LIÉGE. — IMPRIMERIE DE J. LEDOUX,

RUE DU CRUCIFIX, No. 3.

TRAITÉ

DE

LA CONSTRUCTION

DES PONTS,

PAR M. GAUTHEY, INSPECTEUR GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES, MEMBRE DE LA LÉGION-D'HONNEUR;

PUBLIÉ PAR

M. NAVIER, Ingénieur ordinaire des Ponts et Chaussées.

TOME DEUXIÈME.

Liége,

CHEZ LEDUC, LIBRAIRE, PASSAGE LEMONNIER, 50.

—

1843.

TRAITÉ

DE LA

CONSTRUCTION DES PONTS.

LIVRE TROISIÈME.

DES CINTRES, DES PONTS EN BOIS ET EN FER, ET DES PONTS MOBILES.

CHAPITRE PREMIER.

DES CINTRES SERVANT A LA CONSTRUCTION DES VOUTES.

Les cintres de charpente qui servent à la construction des voûtes sont composés de plusieurs *fermes*, c'est-à-dire de plusieurs assemblages disposés dans des plans verticaux. L'espacement des fermes dépend de leur force et de la charge qu'elles ont à supporter. Elles sont assujéties les unes aux autres par des moises horizontales, et par des contrevents inclinés, qu'on tâche de placer de manière à ce qu'en s'opposant au déversement du cintre ils en augmentent la résistance. Le dessus des fermes est parallèle à la surface de la douelle de la voûte, et on laisse entre deux une distance plus ou moins considérable, suivant la grandeur de l'arche, et qui peut aller jusqu'à 50 centimètres. Cet espace est occupé par des pièces horizontales nommées *couchis*, traversant d'une tête à l'autre du pont. On place un couchis sous chaque assise ou cours de voussoirs; il est porté sur les fermes par des cales taillées en coin, et il supporte les voussoirs par le moyen de cales semblables, ce qui donne la facilité de faire varier

à volonté lors de la pose la distance de la douelle à la surface supérieure du cintre, et d'enlever les couchis lors du décintrement (1).

On place ordinairement une ferme sous chacune des têtes de la voûte, et les fermes intermédiaires sont également espacées entre les deux fermes extrêmes. Il résulte de cette disposition que la portion de voûte portée par ces deux fermes est près de moitié moins considérable que celle portée par les autres. Cette différence est ordinairement compensée par l'excès de longueur des voussoirs des têtes sur ceux du corps de la voûte: cependant il arrive quelquefois que les fermes de tête éprouvent un tassement sensiblement moins considérable que les fermes intermédiaires, ce qui oblige à employer pour les premières des cales moins épaisses, et peut entraîner quelques inconvénients.

La construction des cintres ne présente aucune difficulté lorsque l'ouverture des arches est peu considérable. La fig. 1re, pl. 1re, représente un cintre disposé pour une arche de 8 à 10 mètres d'ouverture. Il est composé de deux arbalétriers armés de décharges, et qui buttent l'un contre l'autre au sommet de la voûte. Leur assemblage est maintenu par un poinçon et un esselier, qui concourent avec les décharges à augmenter la force des arbalétriers, et à les empêcher de plier dans le milieu. Les fermes peuvent être espacées à deux mètres de distance, en donnant aux bois 25 à 30 centimètres d'écarrissage.

La fig. 2 représente un cintre disposé pour une arche de 15 à 20 mètres d'ouverture. Il est composé de trois arbalétriers armés de décharges qui buttent les uns contre les autres, et qui sont maintenus par des poinçons et des esseliers. La fig. 3 est la coupe de ce cintre : on y voit les moises horizontales qui relient les fermes entre elles, et les pièces inclinées qui ajoutent à la force du cintre, en maintenant les fermes dans leur situation verticale. Ces fermes sont espacées à 2 mètres de milieu en milieu, et l'écarrissage des bois peut être de 30 à 32 centimètres.

Si on voulait continuer à faire usage de cette disposition pour des arches dont l'ouverture passerait 20 mètres, on serait obligé d'employer quatre arbalétriers armés de décharges, parce qu'on trouve rarement des pièces de 32 à 35 centimètres d'écarrissage qui aient plus de 7 à 8 mètres de longueur. Mais le système ne présenterait plus les mêmes avantages. Les esseliers se trouvant très inclinés

(1) Quand on décintre la voûte en faisant baisser le cintre en masse, comme cela sera expliqué plus bas, on peut clouer les couchis sur les fermes, ce qui empêche qu'ils ne se dérangent pendant la pose.

sur les arbalétriers qu'ils réunissent, ne forment plus que des liaisons imparfaites, et le cintre devient très susceptible de changer de forme. On voit (fig. 5) un exemple d'une disposition semblable dans un cintre proposé par Pitrou pour le pont de Blois. On a été obligé, pour assujétir les arbalétriers, d'employer des aiguiles ou clefs pendantes, qui portent des contrefiches et de grandes moises. Ce cintre est composé de deux parties séparées, et les deux aiguilles placées au sommet ne portent point immédiatement l'une contre l'autre, arrangement qui donne un moyen commode d'opérer le décintrement : en détruisant peu à peu les cales placées entre les aiguilles, les deux parties du cintre se détachent sans secousses de la voûte, et laissent enlever facilement les cales et les couchis.

Perronet a adopté, pour les grandes arches qu'il a fait construire, une disposition différente (fig. 8 et 9). Ses cintres sont composés de plusieurs cours d'arbalétriers formant des portions de polygones, dont les angles des uns répondent au milieu des côtés des autres ; ces arbalétriers sont réunis par des moises pendantes, dont la direction est normale à la surface de la douelle, et dans lesquelles sont reçus les abouts des pièces.

Ce système, dont la première application paraît avoir été faite par Hardouin Mansard à la construction d'un pont à Moulins, et qui, d'après la manière dont les bois sont disposés, semblerait au premier coup-d'œil être susceptible d'une grande résistance, n'a pas toujours bien réussi : la multiplicité des articulations facilitant le jeu des parties, les cintres de cette espèce changent de forme avec trop de facilité.

Ils ont été employés (1) au pont de Cravant, où l'ouverture des arches est de 19,49 mètres, et où les voûtes avaient 1,3 d'épaisseur à la clef. Les fermes étaient espacées à 1,79 mètre de milieu en milieu. Elles étaient composées de trois cours d'arbalétriers de 5 à 6 mètres de longueur, sur 22 à 25 mètres d'écarrissage. Les bois ont paru trop faibles; ils auraient dû avoir au moins 27 centimètres.

Au pont de Nogent, dont l'ouverture est de 29,24 mètres et l'épaisseur à la clef de 1,46 mètre; il y avait également trois cours d'arbalétriers de 6 à 7 mètres de longueur, sur 38 à 43 centimètres d'écarrissage. Les fermes étaient espacées à 2,27 mètres. Cependant les cintres étaient extrêmement forts, et on aurait pu se contenter de donner aux arbalétriers 32 à 35 centimètres.

(1) Voyez le Mémoire sur le cintrement et le décintrement des ponts, dans les œuvres de Perronet.

Au pont de Mantes, les fermes étaient espacées à 2,19 mètres; elles étaient composées chacune de quatre cours d'arbalétriers de 38 à 40 centimètres d'écarrissage. Le tassement des cintres a été de 325 millimètres à la grande arche, et de 244 millimètres aux arches collatérales. Il s'est trouvé précisément égal à celui qu'on avait prévu. A mesure qu'on posait les voussoirs des reins, les cintres fléchissaient sous leur poids tandis qu'ils se relevaient au sommet, qu'on a été obligé de charger considérablement. On verra dans la suite quelle méthode on employait pour la pose des voussoirs, et par quels moyens on parvenait à éviter, autant que la chose est possible, que la régularité de la courbure de la voûte ne fût altérée par le mouvement continuel du cintre.

Les cintres du pont de Neuilly étaient semblables à ceux du pont de Mantes pour la grosseur des arbalétriers, et pour le nombre des cours. L'ouverture des arches du pont de Neuilly est égale à celle de la grande arche du pont de Mantes, mais cette dernière est beaucoup moins surbaissée; et quoique l'épaisseur de la voûte soit moins grande au pont de Neuilly, et que les fermes n'y fussent placées qu'à 1,95 mètre de distance, elles se sont trouvées trop faibles. A chaque ferme sept ou huit arbalétriers ont été fendus sur toute leur longueur; d'autres ont plié, et partout leurs extrémités ont pénétré de 4 à 5 millimètres dans les faces des moises. Le tassement des reins et le soulèvement du sommet étaient très considérables : on a été obligé de charger successivement ce dernier point de 122 mille, 416 mille et 455 mille kilogrammes. Lorsqu'on était prêt à fermer les voûtes, et qu'il ne restait plus que sept cours de voussoirs à poser, le tassement général du cintre était de 7 à 8 centimètres en vingt-quatre heures; et il eût été bien plus considérable encore sans la grande célérité qu'on a mise à la pose, et la précaution de fortifier les cintres par des contrefiches allant d'une ferme à l'autre, et de placer des étrésillons de bois entre les cours de voussoirs opposés (1).

On attribua les fentes qui s'étaient manifestées dans les arbalétriers à ce que, dans les changements de forme du système, ces arbalétriers ne portaient pas également contre les moises sur toute la surface de leurs extrémités, et on chercha à corriger ce défaut en taillant chaque extrémité suivant un arc de cercle dont le centre était placé à l'autre. Cette disposition, qui a été adoptée pour le cintre du pont de Pont-Sainte-Maxence, et pour celui du pont de la Concorde, à Paris, a réussi

(1) Ces détails sont tirés en partie des œuvres de Perronet, et en partie d'une lettre manuscrite de M. Demoustier, qui avait surveillé les travaux du pont.

à empêcher les arbalétriers de se fendre, mais ils ont continué à pénétrer dans les moises.

Cette correction augmente d'ailleurs un défaut particulier aux cintres dont il s'agit ici : en facilitant le jeu des assemblages, elle les rend encore plus susceptibles de changer de forme, et on ne voit pas même comment on parviendrait à les en empêcher entièrement. On pourrait seulement assembler à embreuvement les abouts des deux arbalétriers dans l'arbalétrier supérieur, et faire porter immédiatement ces deux arbalétriers l'un contre l'autre; les moises continueraient à les embrasser, et le tout étant consolidé avec des boulons, offrirait un peu plus de solidité et de fixité.

Les fig. 6 et 7 représentent les cintres employés au pont d'Orléans. Ils n'avaient point assez de force tels qu'ils avaient été projetés d'abord, et c'est dans le cours de la construction qu'on a ajouté l'arbalétrier A, ainsi que quelques contrefiches EE allant d'une ferme à l'autre, et qu'on a fortifié en B, C, les extrémités des arbalétriers inférieurs. L'écarrissage des arbalétriers est de 38 à 41 centimètres, celui des contrefiches de 24, et celui des aiguilles de 41 à 43 centimètres. Ces cintres ont assez bien réussi, et ils offraient une résistance suffisante quoiqu'ils ne fussent pas très chargés de bois. Ils sont composés d'un moins grand nombre de pièces, et ont moins d'articulations que ceux de la fig. 8, ce qui les rend moins susceptibles de changer de forme, et il a suffi de placer sur leur sommet un poids de 97 mille kilogrammes.

La fig. 10 représente le cintre employé au pont de Nemours, sur le Loing. Comme dans un arc aussi surbaissé toute la voûte porte également sur le cintre, l'enlèvement des couchis devient très difficile. Le décintrement s'est fait en ruinant peu à peu les extrémités des arbalétriers du second et du troisième rang, à l'endroit où ils s'assemblent dans les jambes de force. Le cintre, qui n'était plus soutenu que par le rang supérieur, s'est un peu abaissé; et on a facilement ôté les couchis. Il est d'ailleurs composé sur les mêmes principes que celui de la fig. 8.

On voit que les cintres employés à la construction des ponts de Neuilly et de Mantes offrent peu de solidité, malgré la grande quantité de bois qu'ils consomment, et qu'il doit résulter beaucoup de difficulté pour l'éxécution des voûtes du peu de résistance qu'ils présentent aux changements de forme. Chaque cours d'arbalétriers peut être considéré dans ces cintres comme l'assemblage de plusieurs leviers réunis à leurs extrémités par des charnières, et chargés de différents poids. On sait que l'équilibre d'un pareil système dépend de certaines conditions qui sont les mêmes que dans le Polygone funiculaire, de sorte que,

les longueurs des leviers étant données, leurs inclinaisons respectives dépendent des poids qu'ils supportent, et sont des fonctions déterminées de ces poids. Avant que le cintre ne commence à être chargé par les voussoirs, les conditions de l'équilibre se trouvent à-peu-près satisfaites ; elles ne le sont plus quand on commence à poser les premières assises, et le cintre s'écroulerait si on ne cherchait à rétablir l'équilibre en chargeant provisoirement les parties supérieures. Mais par l'avancement de la pose l'équilibre est rompu de nouveau, et il en résulte de nouveaux tassements, qui deviendraient dangereux si on n'augmentait pas la charge du sommet, où si on ne se hâtait de fermer la voûte. Ainsi, à différentes reprises, l'équilibre est alternativement rompu et rétabli, et le cintre est dans un mouvement continuel pendant toute la durée de la construction.

Plusieurs ingénieurs ont pensé que ce mouvement du cintre pendant la pose des voussoirs, loin de nuire au succès de la construction des grandes voûtes, servait au contraire à l'assurer : on a distingué des cintres fixes et des cintres mobiles, et on a donné souvent la préférence à ces derniers. Le seul fondement que cette préférence puisse avoir, et dans l'idée qu'un cintre mobile se prêtant au tassement de la voûte, ce tassement et la compression des joints commencent avant le décintrement, et avant même que la voûte ne soit fermée, en sorte que, quand on vient à décintrer, les mortiers ont déjà acquis beaucoup de consistance, et il ne peut plus arriver de changements sensibles dans la figure de la voûte. Mais il est aisé de concevoir que rien ne s'oppose à ce qu'on fasse jouir des mêmes propriétés, un cintre composé de manière à rester fixe pendant la construction : car quel que soit le système de charpente d'un cintre, en ruinant peu à peu les points d'appui sur lesquels il est porté, on pourra toujours faire diminuer insensiblement sa résistance, lui laisser à chaque instant la force nécessaire pour suppléer à celle que la voûte n'a pas encore acquise, et enfin ne rendre cette résistance nulle qu'après que les joints étant comprimés autant qu'ils peuvent l'être, la voûte se soutient par elle-même et n'est plus susceptible de prendre aucun mouvement. La seule précaution à garder est de conduire cette opération avec assez de lenteur, pour que la masse de la voûte ne puisse acquérir aucune vîtesse sensible, et c'est ce qu'il est toujours possible de faire. On ne voit donc pas que les cintres mobiles puissent avoir aucun avantage sur les cintres fixes (1).

(1) La question des cintres fixes ou mobiles a été examinée au Conseil des Ponts et chaussées, à l'occasion de la construction des voûtes du pont d'Jéna, et décidée à l'avantage des

Quant au système de charpente qu'on doit employer pour ces derniers, il paraît que, pour offrir la solidité convenable, le cintre, comme celui qui est représenté fig. 2, doit être composé de trois parties au plus, dont les deux inférieures seront immédiatement appuyées sur des corbeaux placés aux naissances, et porteront aussi immédiatement la partie supérieure. Au moyen de cette disposition, le système ne peut tendre à changer de forme à aucune époque de la construction de la voûte, car il est aisé de voir qu'ici la seule condition nécessaire pour l'équilibre, est que le nombre des voussoirs posés sur les naissances soit le même de chaque côté, tandis que cette condition ne suffit pas dès qu'il y a plus de trois arbalétriers. Et comme la longueur ordinaire des bois ne permettrait plus d'employer la même construction pour des arches qui passeraient 20 mètres d'ouverture, on pourrait alors former les poûtres armées de pièces doubles ou triples boulonnées exactement entre elles (fig. 4), et maintenues par des moises pendantes avec les décharges.

On peut observer que cette disposition n'emploie pas les bois de la manière la plus avantageuse, en ce qu'une grande partie de la charge, au lieu d'être décomposée presque entièrement, comme dans les cintres semblables à celui de la figure 8, en pressions agissant dans le sens de la longueur des pièces, tend en grande partie à les faire plier par des efforts qui s'exercent perpendiculairement à leur longueur. On ne peut douter effectivement que les cintres de la figure 8 ne soient préférables sous ce rapport, et en substituant aux arbalétriers des courbes jointives serrées entre elles par des boulons, comme on les emploie pour les ponts de charpente (voyez pl. IV, fig. 17), on aurait un système dans lequel la force du bois se trouverait encore beaucoup mieux utilisée. On pourrait faire ainsi quelque économie sur les dimensions des bois; mais cette épargne est d'autant moins sensible que ceux des cintres n'étant point perdus, une grande partie de la dépense ne consiste que dans la main-d'œuvre, et reste toujours à-peu-près la même. Une économie aussi peu importante ne peut compenser d'ailleurs les inconvénients qui résultent d'un manque de fixité de la part du cintre.

Cependant, quel que soit l'avantage des cintres que nous proposons, il est encore beaucoup plus sûr de faire porter les extrémités des poûtres sur des pilots battus verticalement, et à moins que la profondeur de l'eau ne soit trop considérable, ou que quelque autre circonstance ne s'y oppose absolument, c'est toujours

premiers. Le succès de l'exécution de ces voûtes a confirmé la justesse de cette décision. On reviendra sur cette matière dans le livre suivant, chapitre IV.

ce dernier parti qu'on doit prendre quand l'ouverture des arches passe 20 à 25 mètres.

La fig. 11 représente un cintre conçu d'après ces principes, qui a servi pour la construction des arches du pont de Moulins. Ce pont a été fondé sur un radier général, dont on a profité pour établir le cintre sur des points d'appui pris sur ce même radier. On voit qu'il offre la plus grande solidité. Les fermes étaient espacées à 2,27 mètres de milieu en milieu ; elles étaient maintenues par des moises horizontales et par des croix de Saint-André. Les bois avaient 40 centimètres d'écarrissage.

La fig. 12 offre un cintre du même genre, projeté pour une arche de 40 mètres d'ouverture. Il est porté sur des files de pieux battus à 5 mètres d'intervalle. Les fermes, maintenues par des moises horizontales et des croix de Saint-André, seraient espacées à 2 mètres, et les bois auraient 35 à 40 centimètres d'écarrissage.

Les cintres portés sur des points d'appui, tels que ceux des fig. 11 et 12, ne paraissent pas susceptibles de changer sensiblement de forme, ni même de tasser beaucoup pendant la pose des voussoirs. Ils ont donc sur les cintres retroussés l'avantage incontestable d'offrir beaucoup plus de sûreté dans la construction, et de ne point exposer la forme et la solidité de la voûte à se trouver altérée. Le seul inconvénient qu'ils présentent, est dans l'obstacle qu'ils offrent pour la navigation quand on est obligé de cintrer toutes les voûtes à la fois. Mais il est facile de pratiquer dans le cintre d'une des arches un passage pour les bateaux ; et si les piles peuvent servir de culées, cet inconvénient disparaît entièrement.

De la manière de régler la force des cintres d'après la charge qu'ils supportent.

Le premier objet dont on doit s'occuper pour régler convenablement la force d'un cintre et les dimensions des bois dont il est composé, est de déterminer les efforts qu'il aura à supporter dans ses différentes parties aux époques successives de la pose des voussoirs. Cette question dépend de la théorie des voûtes, dont les vrais principes n'ont été reconnus que dans ces derniers temps, et ont été développés pour la première fois dans cet ouvrage ; elle n'a pas encore été traitée d'une manière satisfaisante. La charge du cintre, et par conséquent les efforts supportés par chacune des pièces de sa charpente étant connus, il reste à proportionner leurs dimensions à ces efforts. Cette dernière partie du problème, qui tient à l'évaluation de la force du bois, est beaucoup plus difficile que la première.

Il paraît que les premières recherches faites sur la force des cintres sont celles que Pitot a consignées dans les mémoires de l'Académie pour 1726. Elles sont fondées sur l'hypothèse de la division d'une voûte en une infinité de voussoirs susceptibles de glisser sans frottement sur leurs joints ; et, d'après cette hypothèse, la charge du cintre s'évalue, suivant Pitot, en réduisant le poids total de la voûte, supposée en plein cintre, dans le rapport de l'aire du quart de cercle au carré du rayon. Quant à la résistance du système de sa charpente, il la calcule en prenant la force de chaque pièce, la considérant comme une puissance agissant de bas en haut dans la direction de l'axe de cette pièce, et composant ensuite toutes ces puissances en une seule, qui doit, dit-il, être égale à la charge du cintre.

Couplet a aussi examiné la charge que supportent les cintres, dans son Mémoire de 1729, où il considère, ainsi que Pitot, les voûtes comme composées de voussoirs polis. Il remarque d'abord avec raison que, de chaque côté, à partir des naissances de la voûte, il y a un certain nombre de voussoirs qui ne font supporter aucune charge au cintre; et cherchant la longueur de l'arc embrassé par ces voussoirs, il l'a trouve dans la voûte en plein cintre, égale au tiers du quart de cercle; résultat qui, étant indépendant de l'épaisseur de la voûte, ne pourrait être exact que dans un cas particulier. A l'égard du rapport entre la charge que la partie supérieure de la voûte fait supporter au cintre, et son poids absolu, Couplet arrive à un résultat différent de celui de Pitot, et fait remarquer l'erreur dans lequel ce dernier était tombé. Nous n'entrerons pas dans de plus grands détails sur ces recherches, fondées sur des considérations dont l'inexactitude est reconnue.

On sait que, dans une voûte extradossée (fig. 1, pl. VIII), les premières assises se soutiennent sans le secours du cintre, de sorte qu'il n'en reçoit aucune charge, jusqu'à ce que le plan de joint fasse avec l'horizon un angle dont la tangente trigonométrique soit égale au rapport du frottement à la pression. Il paraît que, quand les voussoirs sont posés sur cales et quand ils sont mis à sec les uns sur les autres, ce rapport doit être également évalué à très peu près à 0, 8 (1), d'où il résulte que le voussoir qui commence à faire éprouver au cintre une certaine pression, doit avoir son plan de joint incliné à l'horison d'environ

(1) Voyez le Mémoire de Perronet sur le cintrement et le décintrement des ponts, et les expériences de M. Boistard sur le frottement de deux pierres glissant l'une sur l'autre, rapportées ci-dessus, tome 1er, page 325.

42 grades. Quant à la valeur de cette pression, qui agit perpendiculairement à la surface du cintre, nommant α l'angle d'inclinaison du plan de joint inférieur, m le poids du voussoir, f le rapport du frottement à la pression, elle sera exprimée par

$$m\,(sin.\ \alpha - f\,cos.\ \alpha).$$

La charge du cintre s'évaluera en calculant la valeur de cette expression pour les différentes assises qui seront posées successivement, jusqu'à ce qu'on soit arrivé à un voussoir M tellement incliné, que la verticale passant par son centre de gravité tombe sur l'arête R du voussoir immédiatement inférieur. Alors, il arrivera de deux chose l'une : si l'angle TRD formé par la surface du cintre avec une ligne horizontale DR est plus petit que 42 grades, le voussoir M se soutiendra sur le cintre sans porter sur les voussoirs inférieurs; mais si cet angle est plus grand, les voussoirs inférieurs porteront une partie du poids du voussoir M. Il est facile de s'assurer que le dernier de ces deux cas n'arrivera presque jamais (1), et que le premier est le seul qu'il faille prendre en considération. A partir du voussoir M, la charge du cintre s'estimera donc par le poids entier des voussoirs. La position du voussoir M dépend d'ailleurs de la courbure de la voûte et du rapport des dimensions des voussoirs.

Mais si, dans le premier moment, le voussoir M et ceux qui le suivent n'exercent aucune action sur les voussoirs inférieurs, il n'en est pas de même lorsque le tassement du cintre fait quelques progrès. Comme ce tassement ne peut s'opérer sans obliger l'arc AS à se raccourcir, cet arc résiste comme une portion de voûte à la pression qui s'exerce à son extrémité supérieure : tant que cette pression n'est pas assez forte, il conserve sa forme et sa position; ce sont les voussoirs situés au-dessus de M qui cèdent, en se déversant un peu. Mais dès qu'on a posé au-dessus de M un assez grand nombre d'assises pour que

(1) Pour s'en convaincre supposons, pour plus de simplicité, que la tête du voussoir M soit un rectangle : UR sera la verticale passant par le centre de gravité, et les triangles URT et TRD étant semblables, on aura *tang.* TRD $= \frac{RT}{TU}$: mais si l'angle TRD est l'angle du frottement, la tangente de cet angle sera $= 0{,}8$; donc, on aurait aussi $\frac{RT}{TU} = 0{,}8$, c'est-à-dire que la largeur du voussoir serait les huit dixièmes de sa longueur. Or, la largeur d'un voussoir, surtout dans les voûtes un peu grandes, n'est tout au plus que la moitié ou le tiers de sa longueur; donc, l'angle TRD sera plus petit que l'angle du frottement.

leur stabilité soit supérieure à la résistance de la portion de voûte AS, cette dernière est forcée de se briser en deux parties qui s'écartent du cintre (fig. 2), et il s'établit deux points de rupture aux extrémités AB et RS, et un troisième en un certain joint tel que KL. La position de ce dernier joint est déterminée par la condition que les moments de stabilité des deux parties AL et LR pris par rapport au point B soient égaux (1).

Il est visible maintenant que la partie inférieure AR du cintre se trouvera entièrement dégagée, mais que la partie RC, outre le poids des voussoirs RX, supportera encore une certaine pression résultante de la poussée de la voûte rampante AS. Il sera facile, connaissant le poids de la portion KS, d'avoir la valeur de cette pression qui sera dirigée suivant la ligne SF perpendiculaire au joint SR, laquelle rencontrera en F la verticale passant par le centre de gravité commun des voussoirs RX : supposant ensuite la pression qui s'exerce suivant SF et le poids des voussoirs RX, appliqués au point de rencontre F de leurs directions, on prendra la résultante de ces deux forces qui sera dirigée suivant une ligne telle que FH, et représentera la charge totale que supporte le cintre. Une force égale sera fournie par l'autre moitié de la voûte.

Les effets dont nous venons de parler se présentent également dans une voûte en plein cintre, en anse de panier et en arc de cercle, à moins que cette dernière ne soit formée par un arc tellement surbaissé que le premier voussoir, à partir des naissances, commence à porter entièrement sur le cintre. Alors la charge du cintre est uniquement due au poids des voussoirs, et le calcul de cette charge est plus simple.

On pourra toujours, d'après ce que nous venons d'exposer, évaluer pour quelque voûte que ce soit la charge du cintre à toutes les époques de la construction : ainsi la première partie du problème se trouve résolue par des considé-

(1) Quand on construit une voûte, c'est à l'instant où ce brisement s'opère, et où l'arc AS s'éloigne du cintre, qu'on voit les premiers joints s'ouvrir à l'extrados vers le point L, et cet effet va toujours en augmentant avec le tassement du cintre, jusqu'à la pose de la clef. Alors les effets changent de nature, parce que les voussoirs de la partie supérieure pouvant se soutenir par eux-mêmes, et sans le secours du cintre, l'équilibre tend à s'établir dans la voûte entière et non plus dans la portion AS. Le point de rupture n'est donc plus situé en KL; il remonte plus haut, et c'est par cette raison qu'à cette époque les premiers joints qui s'étaient ouvert à l'extrados se referment, et qu'il s'en ouvre d'autres dans des joints plus éloignés des naissances (Voyez ci-dessus, liv. II, chap. IV).

rations exactement d'accord avec les observations et les expériences connues, et qui forment un complément nécessaire à la théorie des voûtes qui a été exposée dans le chapitre IV du livre précédent.

Les forces qui agissent sur le cintre aux diverses époques de la construction étant connues, il sera très facile, par de simples compositions et décompositions, de fixer les charges que supportent les différentes pièces de la charpente, soit parallèlement, soit perpendiculairement à leur longueur, et il ne restera plus qu'à proportionner leurs dimensions à ces charges. On trouvera dans la note à la fin du chapitre les moyens de satisfaire à cette dernière condition.

Pour donner un exemple des calculs de cette espèce, nous considérerons le cintre représenté par la fig. 10, pl. I, qui a servi pour la construction du pont de Nemours. L'effort du poids de la voûte se transmet d'abord au premier rang d'arbalétriers. Mais les pièces dont il est composé étant très peu inclinées entre elles, ne peuvent offrir par elles-mêmes presque aucune résistance : le plus léger terrassement de leur part reporte la charge toute entière sur les second et troisième rangs, en sorte qu'il faut considérer le premier comme destiné seulement à recevoir les voussoirs, et à transmettre leur poids aux moises pendantes. En observant que les fermes des cintres supportent 2,05 mètres de longueur de voûte, que la pesanteur spécifique de la maçonnerie est 2,6, et ayant égard aux différentes hauteurs de coupe des voussoirs portés par chaque moise (1), on trouve que la charge de la moise ab est de 18,789 kilogrammes, et que celle de la moise gh est de 14,696 kilogrammes.

Il faut remarquer maintenant que chacune de ces moises porte sur la rencontre de deux pièces d'un des rangs inférieurs d'arbalétriers, et sur le milieu d'une pièce de l'autre rang. Or, la pression agissant suivant la moise ab, par exemple, ne pourra manquer de faire un peu plier la pièce cd, et y trouvera plus de facilité qu'à augmenter l'angle des deux pièces be et bf. Il n'est pas possible de savoir précisément quelle partie du poids porté par la moise est soutenue d'une part par la pièce cd et de l'autre par les pièces be et bf, parce que cela dépend en partie du tassement du cintre et de la justesse des assemblages. Mais il est visible que ces deux dernières pièces en porteront toujours la presque totalité; et dans l'impossibilité de régler au juste la manière dont le poids se

(1) Expériences sur la main-d'œuvre, par M. Boistard, page 25.

partage, l'hypothèse la plus naturelle et la plus près de la vérité consiste à supposer qu'il est soutenu tout entier au point b, que la pièce cd n'en porte aucune partie, et qu'elle n'a d'autre effort à soutenir que la pression qui s'exerce dans le sens de sa longueur. Il est d'ailleurs toujours facile de rendre l'état des choses conforme à cette supposition, en laissant un peu de jeu dans l'entaille de la moise à la rencontre de cette pièce. Nommons P le poids soutenu par ab, p sa composante suivant be, p' sa composante suivant bf, α l'angle ebf, ε et γ les angles formés par chacune des pièces be et bf avec la verticale, on aura

$$p = \mathrm{P}\frac{\sin.\gamma}{\sin.\alpha},\quad p' = \mathrm{P}\frac{\sin.\varepsilon}{\sin.\alpha}:$$

faisant dans ces équations P = 18789 kilogrammes, et mettant pour les angles α, ε, γ, les valeurs qui leurs conviennent, d'après le dessin que M. Boistard a donné du cintre, et qui sont $\alpha = 191{,}09$ grades, $\varepsilon = 75{,}37$ grades, $\gamma = 115$ grades, on trouvera $p = 128730$ kilogrammes, $p' = 124730$ kilogrammes.

D'après ce même dessin, la longueur de la pièce be est 3,41 mètres, celle de la pièce bf est 4,28 mètres, et leur écarrissage est de 35 centimètres. Faisant donc dans l'équation

$$\mathrm{Q} = (20336845 + 21017476.\ bc)\frac{ab^2}{c^2}$$

(Voyez la note ci-après [VIII]) $a = b = 0{,}35$ et $c = 3{,}41$, on trouvera pour la charge qui commencerait à faire plier la pièce be, Q = 167480 kilogrammes; et faisant ensuite dans la même équation C = 4,28, on trouvera pour la charge qui commencerait à faire plier la pièce bf, Q = 121400 kilogrammes. Ainsi la première de ces deux pièces est un peu plus forte qu'il ne serait nécessaire; et la seconde serait un peu faible, si, comme nous l'avons supposé, la pression transmise par la moise ab était entièrement portée sur be et bf.

En cherchant de la même manière quelle portion de la charge transmise par la moise gh est supportée par les pièces cd et di, on trouvera que la pression qui s'exerce suivant di est égale à 41494 kilogrammes, et que la pression qui s'exerce suivant cd est égale à 44020 kilogrammes. Ainsi la charge de di n'est guère que le tiers de celle de bf, et comme la longueur des deux pièces est la même, l'écarrissage de di pourrait être au-dessous de 35 centimètres. cd est aussi beaucoup moins chargé que be; mais sa longueur, qui est de 5,85 mètres,

se trouve plus considérable : en faisant dans l'équation précédente $a = b = 0, 35$ et $c — 5, 85$, on trouve $Q = 79380$ kilogrammes ; donc, malgré sa plus grande longueur, la pièce cd est plus forte qu'il n'est nécessaire. Ainsi on peut conclure que, de tous les arbalétriers, bf, eu égard à la pression comparée à la longueur, est celui qui soutient le plus grand effort ; que 35 centimètres est un écarrissage un peu petit pour cette pièce, mais qu'il est un peu trop grand pour toutes les autres.

NOTE

Sur la manière de calculer la force des pièces de bois.

Il n'est point de constructeur qui n'apprécie l'avantage de connaître exactement le degré de force des matériaux ; et la partie de la mécanique, connue sous le nom de résistance des solides, est une de celles qui offrent les applications les plus utiles. Mais quoique beaucoup de personnes s'en soient occupées, et qu'Euler et M. Lagrange n'aient point dédaigné d'en faire un des sujets de leurs recherches, les résultats auxquels on est parvenu n'offrent encore presque aucun secours à la pratique des constructions. Les formules analytiques ne peuvent être de quelque utilité qu'autant qu'on a déterminé convenablement les valeurs des constantes qui y sont introduites ; et, jusqu'à présent, c'est presque sans succès qu'on a essayé de faire cette détermination en se servant des expériences connues. Ayant jugé convenable de donner ici, et à la suite du chapitre III, les moyens d'apprécier la résistance du bois et du fer, et, frappés de l'état d'imperfection où se trouvent nos connaissances sur cette matière, nous avons fait des tentatives pour y remédier. Avant d'en exposer les résultats, nous ferons quelques observations sur la manière dont la résistance des solides a été envisagée jusqu'à présent.

On sait que Galilée est le créateur de la théorie de la résistance des solides. Il supposa que, dans la rupture d'un corps, toutes les fibres se cassent à la fois suivant la base de fracture. Ainsi, en nommant R la résistance d'une fibre à la rupture, et P un poids qui tire un cylindre dans le sens de son axe, si A est l'aire de la base du cylindre, la résistance totale sera AR, et on aura pour l'équilibre $P = AR$. Mais si on suppose le cylindre encastré horizontalement par une extrémité, et qu'un autre poids Q agisse à une distance q de l'extrémité encastrée, en observant que le centre d'action de la résistance des fibres doit être situé au centre de gravité de la base, et nommant r la distance de ce centre de gravité au point inférieur, autour duquel l'équilibre s'établit entre la force Q et la résistance AR, on aura pour exprimer cet équilibre $Qq = ARr$, ou en mettant pour AR sa valeur P, $Q = \frac{Pr}{q}$. P est ce qu'on nomme la résistance absolue, et Q la résistance relative : on voit donc que la résistance relative est égale à la résistance absolue multipliée par la distance du centre de gravité au point inférieur de la base, et divisée par la longueur du corps. Si le corps est un parallélipipède rectangle, dont a soit la largeur, b la hauteur de la base, et c la longueur, on aura $P = Rab$, $Q = R\frac{ab^2}{2c}$. Ces principes, découverts par Galilée, furent publiés pour la première fois dans ses Dialogues, en 1638.

Mariotte, dans la vue de déterminer l'épaisseur qui convient aux tuyaux d'écoulement relativement à la hauteur d'eau qu'ils supportent, fit quelques expériences sur la résistance des corps. Il employa d'abord de petits cylindres de bois, et ensuite du verre. Il reconnut dès la première, que le rapport de la résistance relative à la résistance absolue n'était point tel que

Galilée l'avait déterminé, et qu'il fallait substituer à la distance du centre de gravité, qui dans le cas du rectangle ou du cercle est la moitié de l'épaisseur du solide, une ligne plus petite, telle que le tiers ou le quart de cette épaisseur. Pour expliquer cette circonstance d'après la nature des corps, il observa que, lorsqu'un cylindre est tiré dans le sens de son axe, toutes les fibres de la base de fracture sont également tendues et cassent en même temps; de sorte qu'elles offrent toutes la même résistance, tandis que, quand le poids agit perpendiculairement à la longueur du corps, les fibres sont plus ou moins tendues, suivant qu'elles sont placées plus ou moins loin de l'axe d'équilibre; celles qui sont situées au point le plus haut de la base de fracture rompent les premières, et la rupture des autres ne se fait que successivement. On ne peut donc croire que toutes les fibres résistent également, et il faut nécessairement admettre que celles qui sont les plus éloignées de l'axe d'équilibre résistent plus que les autres. De sorte que, si on nomme toujours R la résistance d'une fibre à l'instant où elle se casse, il n'y aura que les fibres placées au point le plus haut de la base dont la résistance sera exprimée par R, et celles des autres sera exprimée par des quantités plus petites que R, et qui décroîtront suivant une certaine loi, depuis le point le plus haut de la base jusqu'au point le plus bas ou la résistance sera nulle. L'expression la plus simple qu'on puisse donner à cette loi, est de supposer la résistance des fibres proportionnelle à leur extension, ou à leur distance à l'axe d'équilibre. Dans cette hypothèse, il est aisé de voir que le centre d'action de la résistance des fibres, au lieu d'être situé au centre de gravité de la base, doit l'être au centre de percussion (1); de sorte que nommant r' la distance de ce centre au point le plus bas, on a pour l'équation d'équilibre $Qq = AR r'$, et pour l'expression de la résistance relative $Q = \frac{Pr'}{q}$. Dans le cas où la base est un rectangle, on a $r' = \frac{1}{3}b$, et $Q = R\,\frac{ab^2}{3c}$ expression qui parut s'accorder à-peu-près avec les expériences. Ces recherches de Mariotte furent publiées pour la première fois en 1680, dans le Traité du mouvement des eaux, section V, Discours II.

Nous remarquerons que Mariotte avait très bien senti que, en supposant les fibres susceptibles de divers degrés d'extension, il fallait aussi les regarder comme étant susceptibles de compression, de sorte qu'au moment qui précède la rupture d'un corps, les fibres situées vers la face supérieure étant étendues, et celles situées vers la face inférieure étant comprimées, il y a un point dans l'intérieur du corps où elles ne souffrent ni extension ni compression. Mais il avait vu aussi que cette considération ne changeait rien à l'expression du rapport de la résistance relative à la résistance absolue, et que cette expression demeurait toujours la même, soit que l'axe d'équilibre fût placé dans l'intérieur de la base ou à son point le plus bas. Cependant Jacques Bernoulli donna depuis, en 1705, dans les Mémoires de l'Académie, les mêmes résultats comme nouveaux, et on les lui a toujours attribué depuis, quoiqu'il suffise de lire l'ouvrage de Mariotte pour reconnaître qu'ils ne lui étaient point échappés.

(1) Fontenelle a expliqué, dans les Mémoires de l'Académie de 1702, comment la considération du centre de percussion se trouve introduite ici. Cela tient à ce que chaque fibre résiste avec une force proportionnelle à sa distance à l'axe d'équilibre, comme les éléments d'un corps qui se meut autour d'un axe agissent avec des vitesses qui sont aussi proportionnelles à leurs distances à cet axe.

Leibnitz examina en 1684, dans les actes de Leipsick, l'hypothèse de Mariotte, et détermina la forme de quelques solides d'égale résistance. Varignon reprit en 1702 cette hypothèse et celle de Galilée, et les développa d'une manière plus générale. Il remarqua que la forme des solides d'égale résistance était la même dans les deux hypothèses, ce qui est d'ailleurs évident, puisque les expressions de la résistance des bases de fracture ne diffèrent dans l'une et dans l'autre que par une constante. Dans un mémoire lu à l'Académie des Sciences, en 1704, Parent avait observé que, quel que fût le rapport entre l'extension d'une fibre et sa résistance, les résistances des bases à l'instant de la rupture dans des corps de même matière, étaient toujours proportionnelles à la dimension en largeur et au carré de la dimension en hauteur (1). Il chercha, en 1708, à fonder sur cette remarque des règles pour conclure la force des poûtres employées dans les constructions, des résultats de quelques expériences qu'il avait faites sur des barreaux. C'est dans ce mémoire qu'il a donné le moyen de tirer d'un tronc d'arbre la poûtre qui offre la plus grande résistance.

Ces considérations sont très exactes, tant qu'on a seulement égard à la rupture des corps, et ne s'éloignent pas beaucoup des résultats des expériences, même de celles de Buffon, en tenant compte du poids des pièces mises à l'épreuve. Mais si on veut les appliquer aux phénomènes de l'inflexion, elles ne sont plus d'accord avec les effets naturels; et il nous paraît que c'est principalement pour n'avoir pas fait cette remarque que les personnes qui ont cherché à évaluer l'élasticité du bois n'ont pas réussi d'une manière satisfaisante. Cette circonstance, comme on peut bien le penser, n'avait échappé ni à Euler, ni à M. Lagrange. A la vérité, dans les premières recherches d'Euler sur l'élastique, publiées en 1744, où il avait considéré une lame homogène d'une largeur et d'une épaisseur uniforme, il avait donné au moment d'élasticité l'expression Ek^3, en le concevant proportionnel à la largeur et au quarré de l'épaisseur de la lame; mais comme cette quantité reste constante dans son calcul, peu importe son expression. Dans le Mémoire de M. Lagrange sur la force des ressorts pliés, publié en 1760, le moment d'élasticité est également représenté par une constante, sans que son illustre auteur indique la manière dont la valeur de cette constante doit dépendre des dimensions du

(1) Pour sentir la vérité de cette observation, il faut remarquer d'abord que si l'extension est nulle la résistance doit être nulle aussi, de sorte que nommant e l'extension d'une fibre, la résistance doit être une fonction dont la forme Ae^m, A et m étant deux constantes. Si v est la distance d'une fibre à l'axe d'équilibre, le moment de sa résistance sera $Ae^m v dv$, abstraction faite de la dimension en largeur, et la somme des moments de toutes les fibres sera $\int Ae^m v dv$. Or, si on nomme E la plus grande extension dont une fibre soit capable, et B la distance où elle se trouverait de l'axe d'équilibre, on aura $e = \frac{Ev}{B}$, ce qui donne pour la somme ci-dessus $\int \frac{AE^m v^m + 1 dv}{B^m}$, et en intégrant depuis $v = o$ jusqu'à $v = b$, $\frac{AE^m b^{m+2}}{(m+2)B^m}$. Si on suppose maintenant que la flexion du corps soit assez grande pour faire rompre les fibres les plus éloignées de l'axe d'équilibre, AE^m sera ce que nous avons représenté ci-dessus par R, et on aura $B = b$, ce qui change l'expression précédente en $\frac{Rb^2}{m+2}$. Or, R et m étant constantes pour un même corps, il s'ensuit que la résistance de la base à l'instant de la rupture est proportionnelle à b^2, quelle que soit la valeur de m.

ressort. Mais dans le Mémoire de 1770 sur la figure des colonnes, où M. Lagrange considère un corps dont les dimensions en épaisseur sont variables, il fait le moment d'élasticité proportionnel à la quatrième puissance du rayon, en observant que *l'expérience et la théorie s'accordent assez à admettre ce rapport.* Ce même rapport a été admis par Euler dans ses derniers Mémoires de 1780, sur la charge que peuvent porter les colonnes. La théorie y conduit d'ailleurs immédiatement; car, ainsi qu'on vient de le voir dans la note précédente, le moment de la résistance d'une base, en admettant que le poids n'est pas assez grand pour faire rompre le corps, est représenté généralement par $\frac{AE^m b^{m+2}}{B^m(m+2)}$. Dans cette expression, A, E, B, m, sont constantes pour un même corps; ainsi sa valeur est proportionnelle à b^{m+2}. Donc, en supposant comme Galilée que toutes les fibres résistent également, ce qui donne $m=0$, le moment de la résistance est proportionnel à b^2; et en supposant comme Mariotte qu'elles résistent proportionnellement à leur extension, ce qui donne $m=1$, ce moment est proportionnel à b^3. Ce n'est qu'à l'instant de la rupture, où la fibre extrême est supposée avoir acquis toute l'extension dont elle est susceptible, qu'on a $b=B$, ce qui réduit le moment de la résistance à $\frac{AEmb^2}{m+2}$, qui ne varie plus que proportionnellement à b^2, et dont la valeur absolue seulement dépend de celle du dénominateur m.

On doit donc s'étonner d'après cela, qu'en admettant généralement les idées de Mariotte, on ait supposé dans les applications le moment d'élasticité proportionnel au quarré de l'épaisseur des poûtres; et c'est sans doute la principale raison pour laquelle on a trouvé si peu d'accord entre les valeurs du coëfficient constant qui entre dans l'expression de l'élasticité, déduites des expériences. Mais on ne peut se dissimuler que, soit qu'on fasse le moment d'élasticité proportionnel au carré ou au cube de l'épaisseur, les formules sont encore loin de représenter les effets naturels d'une manière suffisamment exacte, et les différences que présentent les uns et les autres étant assez considérables, pour qu'on ne puisse les attribuer totalement aux erreurs des expériences et aux variations dans l'état physique des matières mises à l'épreuve, il faut en conclure qu'il y a quelque vice caché dans la composition des formules. Afin de s'en assurer, on a repris entièrement l'analyse de la théorie de la résistance des solides, qui se trouve développée dans ce qui va suivre d'une manière simple et nouvelle à quelques égards. On a eu soin d'indiquer dans les notes les points dans lesquels les considérations employées diffèrent de celles qui avaient été admises jusqu'à présent.

[I] *De la flexion d'une lame élastique.*

Considérons une lame élastique M*mn* (fig. 3, pl. VIII), d'une épaisseur infiniment petite, fixée au point M de manière à ce que, de quelque façon qu'elle vienne à être courbée, la direction de la tangente MT reste la même. Supposons que cette lame soit soumise à l'action de plusieurs forces quelconques agissant dans un même plan, qui sera celui de sa courbure. Nommons P la résultante des composantes de ces forces parallèles à l'axe Ay, et Q la résultante des composantes parallèles à l'axe Ax, les coordonnées x et y de la courbure de la lame étant rapportées à ces mêmes axes, et au point A comme origine. Il s'agit d'exprimer l'équi-

libre entre les forces P, Q, qui donnent à la lame la forme Mmn, et l'élasticité de cette lame, qui tend à la redresser suivant sa forme primitive, laquelle est supposée se confondre avec la tangente MT.

Considérons un point quelconque m de la lame, supposons que la partie Mm devient entièrement fixe, et la partie mn rigide, ce qui ne troublera point l'équilibre : l'effet des forces P, Q, sera de faire tourner la partie Mn de la lame autour du point m, et celui de l'élasticité de faire tourner cette même partie mn en sens contraire, en la ramenant dans la direction de la tangente mt. On peut donc assimiler l'effet de l'élasticité à celui d'une force agissant perpendiculairement à la ligne mt, et qu'on supposera, pour plus de simplicité, passer à une distance du point m égale à l'unité. Donc, si on nomme p et q les distances des forces P et Q aux axes Ay et Ax, et si on suppose que ces forces tendent toutes deux à diminuer les coordonnées y et x, la somme de leurs moments pris par rapport au point m étant $P(p-x)+Q(q-y)$, on aura pour l'équation d'équilibre

$$P(p-x)+Q(q-y)=\varepsilon,$$

ε étant la force résultant de l'élasticité.

Observons maintenant que la force ε ne peut avoir la même valeur dans toute l'étendue de la lame, qui doit offrir dans ses différentes parties d'autant plus de résistance que l'action des forces P et Q lui a fait prendre une plus grande courbure. L'hypothèse la plus naturelle et la plus généralement adoptée pour la loi de la variation de ε consiste à la faire augmenter en raison de l'angle de contingence ; ou, ce qui revient au même, en raison inverse du rayon de courbure. Ainsi, ε étant la valeur de l'élasticité qui convient au point de la lame pour lequel le rayon de courbure est égal à l'unité, on a pour l'équation d'équilibre, en nommant ce rayon ρ.

$$P(p-x)+Q(q-y)=\frac{\varepsilon}{\rho}.$$

Pour déduire de cette équation celle de la courbure de la lame, il faut mettre à la place de ρ sa valeur connue $\rho=\dfrac{\left(1+\dfrac{dy^2}{dx^2}\right)^{\frac{3}{2}}}{\dfrac{d^2y}{dx^2}}$ (1), ce qui donnera

$$P(p-x(q-y)=\frac{\varepsilon\dfrac{d^2y}{dx^2}}{\left(1+\dfrac{dy^2}{dx^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

On obtient assez facilement une intégrale première de cette équation. L'intégrale seconde ne peut pas s'obtenir sous forme finie, mais l'intégrale première suffit pour faire reconnaître les principales circonstances du cours de la courbe (2). Nous n'entrerons pas ici dans ces détails, peu utiles pour les applications, et nous examinerons seulement les cas les plus simples.

(1) On donne le signe + à la valeur de ρ, parce que la courbe tourne la concavité du côté de l'axe des y.

(2) Voyez *De curvis elasticis*, à la suite de l'ouvrage d'Euler, intitulé : *Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes.*

Supposons d'abord la lame disposée de manière à ce que la tangente MT (fig. 4) soit parallèle à l'axe Ax, et que la force P agisse à l'extrémité N de la lame, dont nous ferons la distance BN, étant représentée par c; admettons de plus que la force Q=o, l'équation d'équilibre deviendra

$$P(c-x) = \frac{\varepsilon \frac{d^2y}{dx^2}}{\left(1+\frac{dy^2}{dx^2}\right)^{\frac{5}{2}}},$$

et, ainsi que pour l'équation générale, on ne pourra pas obtenir l'intégrale seconde sous forme finie. Mais si on suppose que la lame soit très peu courbée, en sorte que la quantité $\frac{dy}{dx}$ ait partout une très petite valeur, on pourra négliger dans le second membre son carré, ce qui donnera

$$P(c-x) = \varepsilon \frac{d^2y}{dx^2}.$$

En intégrant, on a

$$P\left(cx - \frac{x^2}{2}\right) = \varepsilon \frac{dy}{dx},$$

et il n'y a point de constante à ajouter, puisqu'on a en même temps $x = o$, et $\frac{dy}{dx} = o$. Une seconde intégration donne

$$y - k = \frac{P}{2.3\varepsilon}(3cx^2 - x^3),$$

k représentant la distance AM. C'est l'équation de la courbure de la lame en termes finis, quand cette courbure est très faible. Si on représente par f la flèche de courbure MB, on aura en même temps $x = c$ et $y = k - f$, ce qui donne

$$f = \frac{P}{3\varepsilon}c^3,$$

en faisant abstraction du signe de cette quantité. On a donc ainsi une relation entre la longueur d'une lame élastique, et la force capable d'y produire une flèche de courbure donnée.

Supposons en second lieu que, la force P étant nulle, la force Q soit appliquée à l'extrémité N de la lame (fig. 5), et que le prolongement de la direction de cette force passe par le point M, en admettant que la lame soit simplement posée à ce point contre le plan Ay, sans que la direction de sa tangente y soit déterminée; alors la lame prendra la courbure AmN, et l'équation d'équilibre sera

$$Q(q-y) = \frac{\varepsilon \frac{d^2y}{dx^2}}{\left(1+\frac{dy^2}{dx^2}\right)^{\frac{5}{2}}}$$

Pour la rendre intégrable, il est nécessaire de supposer comme ci-dessus que la courbure de la lame est très petite, et de négliger $\frac{dy^2}{dx^2}$, ce qui la réduit à

$$Q(q-y) = \varepsilon \frac{d^2y}{dx^2}.$$

Multipliant par dy, et intégrant, il vient

$$Q\,(2qy - y^2 + const.) = \varepsilon \frac{dy^2}{dx^2}.$$

Pour déterminer la constante, on observera que, en nommant f la plus grande valeur de y, ou la flèche de courbure, on devra avoir en même temps $y=q-f$ et $\frac{dy}{dx} = 0$; donc

$$2q\,(q-f) - (q-f)^2 + const. = 0, \text{ et } const. = f^2 - q^2 ;$$

mettant cette valeur dans l'équation précédente, elle devient

$$Q\,(f^2 - [q-y]^2) = \varepsilon \frac{dy^2}{dx^2},$$

ou

$$dx = \frac{dy}{\sqrt{\left[\frac{Q}{\varepsilon}\,(f^2 - [q-y]^2)\right]}},$$

dont l'intégrale est

$$q - y = f \sin. x\sqrt{\frac{Q}{\varepsilon}}.$$

Il n'y a point de constante à ajouter, parce que $x=0$ donne $y=q$. Nous supposerons, pour plus de simplicité, que l'axe des x se confond avec la ligne M Q, ce qui donnera $q=0$, et que les y positives se comptent en dessous de la ligne M Q. Alors l'équation de la lame élastique prendra la forme

$$y = f \sin. x\sqrt{\frac{Q}{\varepsilon}}$$

La nature de la courbe représentée par cette équation offre des circonstances remarquables, connues depuis longtemps. On doit avoir $y=0$ en faisant $x=0$ et $x=c$, c étant toujours la longueur MN, qui se confond avec celle de la lame quand on suppose que la courbure est très petite : il faut donc que $\sin. c\sqrt{\frac{Q}{\varepsilon}} = 0$, ce qui ne peut arriver qu'autant que le nombre $c\sqrt{\frac{Q}{\varepsilon}}$ sera un multiple exact de la demi-circonférence. Donc m étant un nombre entier quelconque, et π le rapport de la circonférence au diamètre, on a $c\sqrt{\frac{Q}{\varepsilon}} + \frac{m\pi}{2}$ ce qui donne $Q = \frac{m^2\pi^2\varepsilon}{4c^2}$, et l'équation de la lame prend la forme

$$y = f \sin. \frac{m\pi}{2c} x.$$

Or, la plus petite valeur qu'on puisse prendre pour m est $m=1$, ce qui donne $Q = \frac{\pi^2\varepsilon}{4c^2}$, et $y = f \sin. \frac{\pi}{2c} x$: donc toute valeur de Q plus petite que $\frac{\pi^2\varepsilon}{4c^2}$ ne produira aucun effet sur la

lame, et ne la fera point courber (1). Si Q est un peu plus grand que $\frac{\pi^2 \varepsilon}{4c^2}$ l'équation $y = f \sin. \frac{m\pi}{2c} x$ représentera approximativement la courbure de la lame.

En faisant maintenant $m=2$, la valeur de Q deviendra $\frac{\pi^2 \varepsilon}{c^2}$; l'équation de la lame sera $y = f. \sin. \frac{\pi}{c} x$, et représentera la forme de la lame si Q surpasse de très peu de chose la quantité $\frac{\pi^2 \varepsilon}{c^2}$ Cette équation donne $y = 0$ quand $x = 0$, $x = \frac{1}{2} c$ et $x = c$: donc, la lame coupe la ligne MQ au point B milieu de MN, comme cela est représenté fig. 6.

En faisant $m = 3$, l'équation devient $y = f \sin. \frac{3\pi}{2c} x$, et on a $y = 0$ quand $x = 0$, $x = \frac{1}{3} c$, $x = \frac{2}{3} c$ et $x = c$: donc la lame coupera la ligne MQ aux points B et B' en prenant la forme représentée fig. 7 , et ainsi de suite.

Il est visible que le dernier cas que nous venons d'examiner répond à celui où un ressort posé verticalement, et portant par son extrémité inférieure sur un plan horizontal, serait soumis à l'action d'un poids suspendu à son extrémité supérieure.

[II]. *De la flexion d'un corps cylindrique et élastique.*

On a supposé dans ce qui précède, que l'épaisseur de la lame était très petite, et on a fait abstraction de sa largeur, qui pouvait être quelconque. Admettons maintenant, au lieu de cette lame, un corps cylindrique qui ait des dimensions finies en largeur et en hauteur, et supposons le soumis à l'action des forces P et Q agissant dans le plan des xy parallèlement aux axes des y et des x : soit Mmn (fig. 8) la courbure que l'action de ces forces a donnée à une des génératrices de la surface du corps; supposons que par un point quelconque m de cette courbe on ait fait passer un plan qui lui soit normal, et qui coupera le corps suivant une courbe quelconque mm' ; rapportons cette courbe à deux axes rectangulaires au, et av pris dans son plan, et dont le premier soit perpendiculaire au plan dans lequel agissent les forces P et Q, et touche la courbe mm' du côté où l'action de ces forces fait plier le corps ; représentons par u et v les coordonnées de cette courbe.

Le corps dont il s'agit pourra être considéré comme l'assemblage d'un nombre infini de fibres élastiques ; et si on suppose comme ci-dessus, que la partie Mm devienne fixe, et la partie mn rigide, ce qui ne troublera point l'équilibre, l'effet des forces P et Q sera de faire fléchir chaque fibre à l'endroit où elle est coupée par le plan $a\,u\,v$, suivant la courbure générale du corps, et celui de la force d'élasticité sera de les faire résister à cette inflexion. Il fau-

(1) On pourrait penser que ce résultat singulier tiendrait à ce qu'on a négligé dans l'équation d'équilibre le terme $\frac{dy^2}{dx^2}$; mais M. Lagrange a démontré rigoureusement, et sans rien négliger, que la quantité $\frac{\pi^2 \varepsilon}{4c^2}$ était réellement la limite des valeurs de Q, et que cette quantité étant la valeur de Q quand f était infiniment petite, on pouvait la trouver directement en supposant *à priori* que la courbure de la lame était infiniment petite (voyez le Mémoire sur la figure des colonnes, société de Turin, tome V).

dra pour l'équilibre que la somme des moments des forces P et Q, pris par rapport à l'axe de rotation au soit égale à la somme des moments des résistances des fibres, pris par rapport à ce même axe. Or, $du\ dv$ étant la base d'une fibre dont v est l'ordonnée, sa résistance à la flexion sera $\frac{\varepsilon'}{\rho} du\ dv$, ε' représentant la résistance de chaque fibre quand le rayon de courbure est égal à l'unité, et le moment de cette force, pris par rapport à l'axe au, sera $\frac{\varepsilon'}{\rho} du\ v\ dv$: le moment total de la résistance de la base mm' sera donc $\frac{\varepsilon'}{\rho}\iint du\ v\ dv$, et on aura pour l'équation d'équilibre

$$P(p-x)+Q(q-y=\frac{\varepsilon'}{\rho}\iint du\ v\ dv,$$

la double intégrale étant prise successivement par rapport à u et à v. Ainsi, quand on considère un corps élastique au lieu d'une lame, il faut substituer dans les formules précédentes [I] la quantité $\varepsilon'\int du\ v dv$ à la place de ε.

Si la section du corps était un rectangle dont un des côtés se confondît avec la ligne av, on aurait évidemment

$$\iint du\ v\ dv=\frac{ab^2}{2},$$

a représentant la base et b la hauteur du rectangle.

Si cette section était un cercle dont le rayon $= r$, son équation serait, en supposant pour plus de simplicité, que l'axe des v passât par le centre,

$$v^2-2rv+u^2=0:$$

ainsi, prenant d'abord dans la formule $\iint du\ v\ dv$ l'intégrale par rapport à v, ce qui donnera $\int\left(\frac{v^2}{2}+const.\right)du$, ou, en observant que cette première intégrale doit être prise depuis $v=r-\sqrt{(r^2-u^2)}$ jusqu'à $v=r+\sqrt{(r^2-u^2)}$, $\int 2r\sqrt{(r^2-u^2)}\,du$; remarquant ensuite que $\int 2\sqrt{(r^2-u^2)}\,du$, prise dans les limites convenables, représente l'aire du cercle, on aura pour le moment de la résistance de la base

$$\iint du\ v\ dv=\pi r^2,$$

π étant toujours le rapport de la circonférence au diamètre.

Enfin, si le solide dont la surface extérieure est celle d'un cylindre à base circulaire, au lieu d'être entièrement plein dans l'intérieur, était évidé de manière à former un tuyau, la valeur de $\iint du\ v\ dv$ pour ce tuyau serait la différence des deux valeurs qui conviendraient à cette quantité pour le cylindre extérieur et pour le cylindre intérieur, considérés comme

pleins. La première de ces deux valeurs vient d'être trouvée $= \pi r^3$. Pour déterminer la seconde, soit r' le rayon du cercle base du cylindre intérieur, et d la distance de son centre à l'axe av : l'équation de ce cercle sera

$$v^2 - 2dv + u^2 = r'^2 - d^2,$$

en supposant toujours que l'axe de v passe par le centre, et l'intégrale $\int\int du\, v\, dv$, prise par rapport à v, devra se définir en faisant successivement $v = d - \sqrt{(r'^2 - u^2)}$ et $v = d + \sqrt{(r'^2 - u^2)}$: donc sa valeur sera $\int 2d\sqrt{(r'^2 - u^2)}\, du$. Mais $\int 2\sqrt{(r'^2 - u^2)}\, du$ représente l'aire du cercle dont le rayon $= r'$; on aura donc pour la seconde intégrale $\pi dr'^2$: ainsi le moment de la résistance du tuyau sera

$$\int\int du\, v\, dv = \pi (r^3 - dr'^2).$$

Comme d ne peut pas être $< r'$, la plus grande valeur de ce moment a lieu quand $d = r'$, ou quand les cercles intérieurs et extérieurs sont tous deux tangents à l'axe av : elle est alors $\pi (r^3 - r'^3)$. Si $d = r$, les deux cercles seront concentriques, et le moment de la résistance sera $\pi r (r^2 - r'^2)$. Enfin, si on nomme r'' le rayon de la base d'un cylindre plein qui offrirait la même résistance que le tuyau, on aura évidemment $r'' = \sqrt[3]{[r(r^2 - r'^2)]}$; donc le rapport du volume du cylindre plein à celui du tuyau sera $\sqrt[3]{\frac{r^2}{r^2 - r'^2}}$, et par conséquent l'emploi du tuyau préférablement au cylindre offrirait une certaine économie de matière, d'autant plus grande que r' serait plus grand par rapport à r.

On trouverait de la même manière la valeur de $\int\int du\, v\, dv$ pour des corps cylindriques dont la base aurait une autre figure, et il est inutile de donner un plus grand nombre d'exemples sur cet objet, qui n'offre aucune difficulté.

[III]. *Des solides d'égale résistance.*

Quand on considère un solide cylindrique soumis à l'action de plusieurs forces, le moment de la résistance de la base étant une quantité constante dans toute la longueur du solide, ρ est nécessairement variable, et le solide a dans chaque point une courbure plus ou moins grande, suivant que le moment des forces auxquelles il est soumis, pris par rapport à ce point, est plus ou moins grand. Mais si on voulait que le solide prît partout la même courbure, ou qu'il n'eût pas de disposition à plier dans un point plutôt que dans un autre, il faudrait faire varier ses dimensions de manière à ce que le moment de la résistance de la base fût toujours égal à celui des forces qui opèrent la flexion.

Pour faire voir par quelques exemples comment on détermine alors la forme du solide, nous considérerons d'abord (Fig. 9) un corps terminé par deux plans verticaux parallèles for-

mant ses faces latérales, et par un plan horizontal formant sa face supérieure. Supposant ce corps encastré suivant sa base AD, et chargé d'un certain poids, il faudra chercher la nature de la courbe BbA' qui doit terminer en-dessous chacune de ces faces latérales, et servir de base à la surface cylindrique formant sa face inférieure. Pour y parvenir, nous observerons que, de quelque manière que les poids soient distribués sur la longueur du solide, leur effet pour le faire plier suivant une base ou section quelconque ad, peut être assimilé à celui d'un poids P suspendu à l'extrémité. Donc, faisant la distance A' $a = x$, nommant a la largeur constante du solide, et v son épaisseur variable, on aura pour l'équation d'équilibre

$$Px = \frac{\varepsilon'}{\rho} \cdot \frac{av^2}{2},$$

où $\frac{\varepsilon'}{\rho}$ est constante, mais où P est variable en général, et dépend de la manière dont les poids sont distribués sur le solide.

Supposons en premier lieu que ces poids se réduisent à un seul suspendu à l'extrémité, ce qui donne P constante, on aura par l'équation ci-dessus

$$v^2 = 2\frac{\rho P}{\varepsilon' a} x ;$$

ainsi la courbe BbA' sera une parabole dont le paramètre $= \frac{\rho P}{\varepsilon' a}$. Supposons en second lieu que les poids soient distribués uniformément sur la longueur du solide : en nommant Q la charge portée par l'unité de longueur, on aura $P = \frac{Qx}{2}$; ainsi l'équation d'équilibre sera $Qx^2 = \frac{\varepsilon'}{\rho} a v^2$, d'où

$$v = x\sqrt{\frac{\rho Q}{\varepsilon' a}};$$

la ligne BbA' sera donc dans ce cas une ligne droite. Supposons enfin le solide chargé seulement de son propre poids : en nommant π le poids de l'unité de volume, on aura $Px = \pi a \int vx\,dx$, et l'équation d'équilibre sera $\pi a \int vx\,dx = \frac{\varepsilon'}{\rho} \cdot \frac{av^2}{2}$, ce qui donne, en différenciant et en intégrant ensuite.

$$v = \frac{\rho \pi}{2\varepsilon'} x^2 ;$$

la courbe cherchée est donc encore une parabole dont le paramètre $= \frac{\varepsilon'}{\rho \pi}$, mais elle est posée différemment de la précédente, et le solide a la forme représentée figure 10.

Considérons maintenant un solide encastré comme le précédent par une de ses extrémités, et qui serait formé par une surface de révolution dont l'axe serait horizontal. Toutes les sections de ce solide seront des cercles, et en nommant r leur rayon variable, l'équation d'équilibre sera $Px = \frac{\varepsilon'}{\rho} \pi r^5$, d'où

$$r^5 = \frac{\rho P}{\varepsilon' \pi} x ;$$

la courbe qui doit former la surface par sa rotation autour de son axe est donc une parabole

cubique. Si le solide n'était soumis qu'à l'action de son propre poids, l'équation d'équilibre deviendrait $\Pi\pi \int r^2 x dx = \frac{\varepsilon'}{\rho} \pi r^2$, d'où

$$r = \frac{\rho \Pi}{6\varepsilon'} x^2;$$

donc, le profil du solide est alors une parabole ordinaire dont le paramètre $= \frac{3\varepsilon'}{\rho \Pi}$. Les résultats précédents se rapportent aux cas où une certaine charge serait portée par encorbellement sur une console. Il est facile de les étendre aux cas, encore plus fréquents, où une poutre chargée est soutenue à ses extrémités sur des appuis. Considérons (fig. 11) un solide d'une largeur donnée, posé sur deux appuis A, A', et terminé en-dessous par un plan horizontal AA', et soit proposé de trouver la courbe A m A' suivant laquelle il doit être terminé en-dessus pour résister également dans tous ses points à l'action des forces auxquelles il peut être soumis. Pour ne prendre que les cas les plus simples, admettons d'abord que le solide est seulement chargé d'un poids P placé au milieu de la distance A A'. Il est aisé de voir qu'il résistera absolument de la même manière que si, après l'avoir renversé (fig. 12), on le posait en m sur un appui immobile, et qu'on le chargeât aux extrémités A et A' de deux poids égaux chacun à $\frac{1}{2}$ P. Mais les poids portés par chacune des moitiés du corps se faisant alors équilibre, on ne changera rien au système, si on admet que l'une de ces charges étant supprimée, la moitié correspondante soit encastrée jusqu'au milieu m B. Donc la forme de chaque moitié du corps sera déterminée d'après la solution précédente, et, les courbes A m et A m' seront deux portions de paraboles égales dont les paramètres seront représentés par $\frac{\rho P}{2\varepsilon' a}$ (1). En faisant le même raisonnement, on voit que dans le cas où le solide serait chargé d'un poids distribué uniformément sur sa longueur, il devrait être terminé en-dessus par deux lignes droites faisant avec la ligne A A' des angles égaux dont la tangente trigonométrique est $\sqrt{\frac{\rho Q}{\varepsilon' a}}$; et que

(1) Ce solide d'égale résistance est le premier qui ait été reconnu, et la forme en a été déterminée par Galilée. Si le point de suspension de la charge n'est pas placé à égale distance des deux extrémités, cette forme est encore donnée par deux paraboles dont les paramètres sont respectivement $\frac{\rho P'}{\varepsilon' a}$ et $\frac{\rho P''}{\varepsilon' a}$, P' et P'' étant les parties du poids P portées par chaque appui.

Il peut arriver qu'un solide soit soumis à l'action d'une charge donnée dont la position soit variable ; c'est ce qui aurait lieu, par exemple, pour les poutres d'un pont, les roues des voitures pouvant porter en divers points de leur longueur. Alors la solution précédente ne peut plus s'appliquer. Galilée avait omis d'expliquer cette circonstance, ce qui donna lieu à l'accuser d'erreur, et occasionna de longues disputes (voyez l'Introduction au Traité analytique de la résistance des solides, par M. Girard). Quant à la forme qu'il faut donner alors au solide, il est impossible d'en trouver une, puisque cette forme est nécessairement déterminée quand on se donne le point de suspension de la charge, et par conséquent doit varier quand la position de ce point varie. Les auteurs qui ont voulu redresser la prétendue erreur de Galilée, n'ont donné qu'une solution empirique qui s'obtient en supposant *à priori* que le solide doit se rompre au point de suspension du poids P ; alors, nommant c la distance des deux appuis, et x la distance variable du point de suspension à l'un d'eux, les poids qu'ils porteront seront respectivement $\frac{P x}{c}$, $\frac{P (c - x)}{c}$, et le moment de l'un ou l'autre de

dans le cas où il n'aurait à porter que son propre poids, le solide devrait être terminé par deux portions de paraboles égales, dont les paramètres seraient $\frac{\varepsilon'}{\rho \Pi}$ et présenteraient la forme représentée fig. 13.

Considérons maintenant un solide posé verticalement, et chargé d'un certain poids à son extrémité supérieure : supposons que toutes les sections du solide soient des cercles ; on aura pour l'équation d'équilibre, en nommant r le rayon de la base placée à la distance x de l'extrémité supérieure, Q le poids porté, et admettant, pour plus de simplicité, que l'origine des coordonnées soit placée au milieu de la longueur du solide.

$$Q(f-y) = \frac{\varepsilon'}{\rho} \pi r^3.$$

Observons maintenant que le solide étant supposé d'égale résistance, il doit se courber suivant un arc de cercle, dons le rayon $= \rho$, et dont l'équation sera

$$y = \rho - \sqrt{(\rho^2 - x^2)}.$$

En mettant cette valeur de y dans l'équation d'équilibre, on en déduira

$$r^3 = \frac{Q\rho}{\varepsilon' \pi} [f - \rho + \sqrt{(\rho^2 - x^2)}],$$

ce qui donnera la valeur de r pour chacun des points de la longueur du solide. La plus grande valeur répond au point où $x = 0$, c'est-à-dire au milieu de cette longueur, et elles vont en diminuant également au-dessus et au-dessous du milieu jusqu'aux extrémités, où on a $r = 0$. En effet, on a la relation $\frac{1}{2} c = \sqrt{(2\rho f - f^2)}$, et en faisant dans l'équation précédente $x = \pm\frac{1}{2} c = \pm\sqrt{(2\rho f - f^2)}$, on trouve $r = 0$. Ainsi, pour résister également dans tous ses points, une colonne doit avoir la forme d'une sorte de fuseau composé de deux parties symétriques, et qui diminue de grosseur depuis le milieu jusqu'aux extrémités où il est terminé par une pointe (1).

ces poids $\frac{P}{c}(cx - x^2)$: on a donc pour l'équation d'équilibre $\frac{P}{c}(cx - x^2) = \frac{\varepsilon' a v^2}{\rho} \frac{1}{2}$, ce qui donne pour la courbe cherchée une ellipse dont le grand axe $= c$, et dont le demi petit axe $= \sqrt{\frac{\rho P c}{\varepsilon' a}}$.

il est aisé de voir que cette courbe passe par les points de rencontre deux à deux des paraboles qu'on obtiendrait en faisant varier le point de suspension : elle enveloppe donc toutes ces paraboles, et par conséquent donne au solide une force surabondante dans tous ses points hors le point de suspension. Ainsi on peut l'employer sans danger dans la pratique ; mais il était nécessaire de remarquer qu'elle ne donnait point véritablement un solide d'égale résistance, en entendant par cette expression un solide qui résiste également dans tous ses points à l'action d'une certaine force.

(1) M. Lagrange a examiné, dans le beau Mémoire que nous avons déjà cité, la figure qu'il convient de donner aux colonnes, et a trouvé que celle qui offrait la plus grande résisitance sous le moindre volume était un cylindre. Mais, pour parvenir à ce résultat, il a été obligé de supposer que la flexion de la colonne était très petite, et que sa figure différait très peu du cylindre. Les solides d'égale résistance étant aussi ceux de moindre volume, le résultat énoncé dans le texte semblerait en contradiction avec celui auquel M. Lagrange est parvenu, et qui paraît généralement admis. Nous croyons que cette contradiction tient aux restrictions que M. Lagrange a été obligé de faire dans les conditions du problème pour pouvoir traiter les équations

Si on suppose que la colonne ne porte que son propre poids, on aura $Q = \Pi\pi \int r^2\,dx$, et pour l'équation d'équilibre

$$\Pi\pi(f-y)\int r^2\,dx = \frac{\varepsilon'}{\rho}\pi r^3,$$

qui donne après avoir différencié, effacé les facteurs communs, et mis pour y sa valeur,

$$\Pi(f-\rho+\sqrt{[\rho^2-x^2]})\,dx = \frac{3\varepsilon'}{\rho}dr;$$

d'où on tire en intégrant

$$r = \frac{\Pi\rho}{3\varepsilon'}\int(f-\rho+\sqrt{[\rho^2-x^2]})\,dx,$$

où

$$r = \frac{\Pi\rho}{3\varepsilon'}\left[(f-\rho)\,x - \tfrac{1}{2}\left(x\sqrt{[\rho^2-x^2]} + \rho^2\,arc\left(sin. = \frac{x}{\rho}\right)\right) + const.\right],$$

la constante se déterminera par la condition que $x = \frac{1}{2}c$ donne $r = 0$, et la colonne aura la même forme que dans le cas précédent.

[IV]. *De la flexion d'un corps élastique, en ayant égard à la résistance provenant de l'entension des fibres.*

Nous avons considéré ci-dessus le corps qui fléchit en cédant à un certain effort comme un assemblage de fibres, mais nous n'avons point fait entrer en considération l'effet qui pouvait résulter de la liaison plus ou moins grande de ces fibres entre elles. Pour faire voir l'influence de cette liaison sur la résistance, considérons un corps tel que A B (fig. 14), et supposons-le partagé dans la hauteur par une infinité de plans mn, $m'n'$, $m''n''$,..... qui séparent et isolent les rangs de fibres dont il est composé. Si ce corps vient à plier, il offrira l'effet représenté en A' B', de sorte que chaque rang conservera sa longueur et prendra une courbure qui dépendra de l'effort auquel le corps sera soumis. Mais si nous supposons que les rangs de fibres sont exactement liés entre eux, le corps en pliant offrira l'effet représenté en A'' B'', les rangs de fibres étant restés adhérents, et celles situées du côté de la convexité s'étant un

auxquelles il a été conduit, et il est aisé d'expliquer comment la forme d'un fuseau convient essentiellement aux colonnes, en observant que si on fait plier un solide posé verticalement, l'effort de la charge pour rompre le solide en chaque point, va en augmentant depuis les deux extrémités où cet effort est nul jusqu'au milieu où il est le plus grand possible. Donc, pour que le solide résiste également dans tout ses points, il faut que son moment d'élasticité, c'est-à-dire le diamètre de ses sections, aille aussi en agmentant depuis les extrémités jusqu'au milieu.

D'après ces considérations, la pratique du renflement des colonnes ne serait pas aussi dénuée de raison qu'on l'a cru depuis les recherches de M. Lagrange. La figure d'une colonne doit dépendre de deux conditions, l'une d'avoir le plus de stabilité possible, et l'autre de résister le plus avantageusement possible. D'après la première condition, le diamètre doit aller en diminuant depuis le bas jusqu'en haut; d'après la seconde, il doit aller en diminuant depuis le milieu jusqu'aux extrémités. En combinant ces deux formes, et prenant en quelque sorte une moyenne entre elles, il en résulte un profil dans lequel le diamètre sera plus petit en bas qu'en haut, et où le renflement sera placé un peu au-dessous du milieu de la hauteur, c'est-à-dire précisément la forme généralement usitée.

peu allongées, tandis que celles situées du côté de la concavité se sont un peu accourcies. Mais cet allongement et ce raccourcissement des fibres ne peuvent avoir lieu sans effort : une partie des forces qui font plier le corps A B est donc employée à détruire la résistance qui provient de ces nouveaux effets.

Pour trouver maintenant l'expression de cette résistance, nous ferons abstraction du raccourcissement (1), et nous observerons que l'effort nécessaire pour allonger une fibre augmente nécessairement avec son extension, et le rapport le plus simple qu'on puisse établir entre ces deux quantités, est de les supposer proportionnelles l'une à l'autre (2). De plus, l'extension qu'éprouve chaque fibre du solide est d'autant plus grande que le rayon de courbure ρ est plus petit, et que cette fibre est plus éloignée de l'axe au (fig. 8), qui touche la section du solide du côté de sa concavité, où l'on suppose que l'extension est nulle. Donc, si on nomme ε'' la

(1) Comme Jacques Bernoulli a proposé en 1705 de faire entrer en considération le raccourcissement des fibres placées à la face concave du corps, et que Coulomb, dans le Mémoire publié en 1773 dans le Recueil des savants étrangers, a paru vouloir envisager la résistance d'un solide sous le même point de vue, il est utile de faire voir que cette considération ne servirait qu'à compliquer les formules, et ne change rien à la nature de l'expression de l'élasticité. En effet, considérons un solide à la base rectangulaire soumis à une flexion déterminée : il peut arriver trois cas suivant la nature des fibres du corps, et l'intensité de la force qui le fait plier : 1° les fibres sont seulement susceptibles de s'étendre, et alors l'axe d'équilibre est sur la face concave ; 2° elles sont seulement susceptibles de se comprimer, et alors l'axe d'équilibre est sur la face convexe ; 3° elles sont susceptibles de s'étendre vers la face convexe et de se comprimer vers la face concave, et l'ax^e d'équilibre est dans l'intérieur du corps. D'ailleurs la courbure du corps restant la même, la résistance de chaque fibre ne dépend que de son extension ou de sa compression, ou, ce qui revient au même, de sa distance à l'axe d'équilibre. Nommant ε'' la résistance à l'extension de la fibre située à l'unité de distance de l'axe, $\varepsilon_{,,}$ la resistance à la compression d'une fibre placée à la même distance; on aura pour le moment de la résistance des fibres qui s'étendent $\int \varepsilon_{,,} v\,dv$, et pour le moment de la résistance des fibres qui se compriment $\int \varepsilon_{,,} v^2\,dv$, en faisant abstraction de la dimension en largeur. Il est aisé de voir que ces intégrales définies convenablement la résistance de la base dans le premier des cas indiqués ci-dessus est $\frac{\varepsilon'' b^2}{3}$, dans le second $\frac{\varepsilon_{,,} b^2}{3}$, et dans le troisième $\frac{\varepsilon'' V^2}{3} + \frac{\varepsilon_{,,}(b-V)^2}{3}$, b étant la hauteur de la base, et V la distance de l'axe d'équilibre, situé dans l'intérieur du corps à la face convexe. Mais la position de cet axe d'équilibre dépendant uniquement du rapport des deux résistances ε'' et $\varepsilon_{,,}$, il est visible qu'il partage la hauteur b en deux parties qui restent toujours dans le même rapport, quelle que soit la valeur de b. Donc les distances V et $b - V$ augmentent et diminuent proportionnellement à b, et la valeur de l'expression $\frac{\varepsilon'' V^2}{3} + \frac{\varepsilon_{,,}(b-V)^2}{3}$ varie proportionnellement, à b^2; d'où il suit que, quelle que soit la manière dont les fibres résistent, pourvu que leur résistance soit proportionnelle à leur extension ou à leur compression, le moment de la résistance est toujours proportionnel à la troisième puissance de la hauteur de la base.

(2) C'est, comme on l'a vu ci-dessus, l'hypothèse de Mariotte. Jacques Bernoulli a remarqué dans les Mémoires de l'Académie pour 1705, que cette hypothèse ne pouvait point être conforme à la nature, et que les extensions et les accourcissements des fibres n'augmentaient pas dans la même raison que les forces qui les produisaient. Mais nous ne considérons ici que les premiers degrés d'inflexion des corps dans lesquels on peut admettre la proportion adoptée par Mariotte comme sensiblement exacte.

résistance à l'extension d'une fibre sur l'unité de longueur (1), en supposant cette fibre placée à l'unité de distance de l'axe av et le rayon ρ égal à l'unité, on a $\frac{\varepsilon''}{\rho} ds\, du\, v dv$ pour la résistance d'une fibre placée à la distance v de l'axe au, s étant la longueur de la courbe suivant laquelle se plie le solide, et $\frac{\varepsilon''}{\rho} ds\, du\, v^2\, dv$ pour le moment de cette résistance pris par rapport à l'axe av. Ainsi le moment de la résistance de la base entière pris par rapport à ce même axe sera

$$\frac{\varepsilon''}{\rho}\int\int\int ds\, du\, v^2\, dv,$$

l'intégrale triple étant prise successivement par rapport à s, à u et à v. On peut remarquer à l'égard de la première intégrale que quand la courbure du solide est très faible, comme nous le supposons toujours ici, on a sensiblement $ds = dx$: donc, $\int ds = \int dx = c$, c représentant la longueur du solide. L'expression précédente devient alors

$$\frac{\varepsilon'' c}{\rho}\int\int du\, v^2\, dv,$$

et c'est sous cette forme qu'il faut en faire usage. Donc l'expression du moment de la résistance totale de chaque base d'un solide cylindrique élastique, en ayant égard à la fois à l'effort nécessaire pour faire plier les fibres, et à celui qu'il faut exercer pour étendre celles situées vers la face convexe est (2)

$$\frac{1}{\rho}\left(\varepsilon'\int\int du\, v dv + \varepsilon'' c\int\int du\, v^2\, dv\right).$$

(1) Il ne paraît pas qu'on ait remarqué jusqu'ici que la résistance d'une fibre à l'extension devait être proportionnelle à sa longueur, et M. de la Grange n'avait effectivement pas besoin, dans son Mémoire sur la figure des colonnes, d'avoir égard à cette circonstance, puisqu'il suppose la longueur des colonnes constante. Pour étendre deux fibres d'inégale longueur dans la même proportion, il faut employer deux forces qui soient entre elles dans la même raison que les longueurs des fibres. Car soit m la longueur de la plus courte qui sera censée une partie aliquote de la plus longue, dont la longueur sera $m\,n$: en tirant la fibre m avec une certaine force p, elle s'allongera, et m deviendra $a\,m$: Si on conçoit maintenant la fibre $m\,n$ divisée en ses n parties égales chacune à m, et qu'on applique à chacune de ces parties une force égale à p, ou, ce qui revient au même, à la fibre entière une force égale à $a\,p$, chaque partie prendra la longueur am et la fibre entière la longueur $a\,m\,n$. Donc, il faut des forces proportionnelles aux longueurs des fibres pour produire des extensions proportionnelles à ces longueurs. Or, quand deux prismes de même base et de différentes longueurs prennent une même courbure, il est aisé de voir que les fibres situées à la face convexe sont forcées de s'allonger proportionnellement à la longueur des solides; donc les forces qui les allongent sont aussi proportionnelles à ces longueurs.

Les expériences, ainsi qu'on le verra plus bas, sont d'accord avec ce résultat, et indiquent positivement que la valeur du moment d'élasticité croît avec la longueur du solide. On avait jugé convenable d'après cela d'introduire cette longueur dans l'expression de ce moment, mais en s'appuyant sur d'autres considérations.

(2) C'est cette nouvelle expression du moment de la résistance d'une base, dans laquelle entrent à la fois la résistance des fibres à la flexion et à l'extension, qu'il faudrait employer pour déterminer la forme des solides d'égale résistance. Cependant nous avons cru devoir conserver les résultats auxquels on était ancien-

Quand la base du solide est un rectangle, dont a est la largeur et b la hauteur, cette expression devient évidemment

$$\frac{1}{\rho}\left(\frac{\varepsilon'}{2}+\frac{\varepsilon'' bc}{3}\right)ab^2.$$

Quand cette base est un cercle, on a vu [II] que $\int\int du\,v\,dv = \pi r^3$, r étant le rayon : à l'égard de $\int\int du\,v\,dv^2$, en prenant d'abord l'intégrale par rapport à v, on a $\int\left(\frac{v^3}{3}+\text{const.}\right)du$, qui se définit en faisant successivement $v=r-\sqrt{(r^2-u^2)}$ et $v=r+\sqrt{(r^2-u^2)}$ et dont la valeur est conséquemment $2r^2\int\sqrt{(r^2-u^2)}\,du+2r\int(r^2-u^2)\,du$. Ces dernières intégrales devant être prises depuis $u=-r$ jusqu'à $u=r$, leur valeur est $\pi r^4+\frac{8}{8}r^4$: ainsi celle de l'expression ci-dessus est dans le cas du cercle

$$\frac{1}{\rho}\left(\pi\varepsilon'+\left[\pi+\tfrac{8}{8}\right]\varepsilon'' cr\right)r^3.$$

[V]. *Expressions analytiques des poids que peut porter une poûtre chargée horizontalement ou verticalement.*

On a vu [I] que, quand une lame élastique, fixement retenue par une extrémité, était chargée à l'autre d'un certain poids P qui ne lui faisait prendre qu'une très petite courbure, on avait la relation

$$P=3\varepsilon\frac{f}{c^3},$$

dans laquelle c est la distance horizontale du poids P à l'extrémité fixe de la lame. Il est facile

nement parvenu sur ce sujet, en supposant seulement [III] que la résistance d'une base était proportionnelle à sa largeur et au carré de sa hauteur. D'ailleurs, pour des corps tels que la pierre et les métaux fondus, qui plient très peu avant de casser, il faudra moins considérer la force nécessaire pour les faire plier, que celle qu'il faudrait employer pour les rompre : or, d'après ce qu'on a vu au commencement de la note, à l'instant de la rupture, le moment de la résistance qui provient de l'extension des fibres est proportionnel au carré de l'épaisseur comme le moment de la résistance qui provient de leur flexion. Les corps dont nous venons de parler sont d'ailleurs les seuls auxquels il convienne de donner une forme propre à les rendre d'égale résistance : si on voulait tailler une pièce de bois suivant cette forme, on trancherait des fibres dont la continuité dans le sens de la longueur de la pièce est la principale cause de sa force.

L'expression du moment d'élasticité à laquelle nous parvenons est nouvelle. On voit qu'elle est fondée sur l'idée de distinguer dans les fibres des corps deux résistances différentes, l'une à la flexion et l'autre à l'extension, ce qui donne pour le moment d'élasticité deux termes, l'un proportionnel à la largeur et au carré de l'épaisseur du solide, et l'autre proportionnel à la largeur et au cube de l'épaisseur multipliée par la longueur. L'exactitude de cette considération très simple est pleinement justifiée par les expériences, et on a le grand avantage de pouvoir employer pour conclure la valeur de l'élasticité des résultats des expériences, les belles méthodes de corrections d'anomalies exposées dans le premier volume, livre II, chap. Ier.

d'en conclure que, si la lame était soutenue à ses extrémités sur deux appuis, et chargée au milieu d'un poids P, on aurait

$$P = 48\,\varepsilon\,\frac{f}{c^3};$$

c représentant maintenant la distance des appuis. D'après ce qui a été dit [II] et [IV], on doit, dans le cas où au lieu d'une lame élastique on considère un solide dont la forme est un prisme rectangulaire, substituer à la quantité ε l'expression $\left(\frac{\varepsilon'}{2} + \frac{\varepsilon'' bc}{3}\right)ab^2$: ainsi la formule précédente devient alors

$$P = 8\left(3\varepsilon' + 2\,\varepsilon''bc\right)\frac{ab^2 f}{c^3}, \qquad (\alpha)$$

et servira à déterminer le poids capable de faire prendre une flèche de courbure donnée à une poûtre posée horizontalement sur deux appuis et chargée au milieu, quand on connaîtra les valeurs des constantes ε' et ε''.

On a vu également [I] que, dans le cas où une lame élastique était sollicitée par une force agissant dans le sens de sa longueur, le poids capable d'y produire une première inflexion était représenté par

$$Q = \frac{\pi^2 \varepsilon}{4c^2}.$$

En mettant dans cette formule l'expression qui convient pour ε, elle devient

$$Q = \frac{\pi^2}{24}\left(3\varepsilon' + 2\varepsilon''bc\right)\frac{ab^2}{c^2}, \qquad (\beta)$$

et servira pour calculer le poids que peuvent porter des pièces chargées debout (1).

[VI]. *Circonstances physiques de l'inflexion du bois* (2).

Il y a quelques corps, tels que les pierres, le verre et les métaux fondus, dont l'élasticité peut être considérée comme parfaite, ou presque parfaite. Si on fait plier un barreau en pierre

(1) Lorsqu'on charge une pièce de bois ou de fer posée verticalement, elle plie toujours dans les deux sens de son écarrissage, à moins que les dimensions de sa base ne soient fort inégales. On a pensé que la charge se partageait alors pour produire la flexion sur les deux sens en deux parties proportionnelles aux résistances de la pièce, estimées suivant chacune des dimensions de sa base. Il nous semble au contraire que la charge est employée toute entière pour produire chacune des deux courbures, qui ne se nuisent point l'une à l'autre. En effet, supposons qu'on ait d'abord retenu la pièce chargée entre deux moises, en sorte qu'elle n'ait pu plier que dans un sens, il est visible que la flexion sera due à la charge entière; supposons ensuite que ces moises soient enlevées et replacées de manière à laisser à la pièce la liberté de plier dans l'autre sens : cette pièce, sans rien perdre de sa première courbure, en prendra une autre qui sera également due à la charge entière, puisque l'existence de la première courbure ne met aucun obstacle à la production de la seconde. Or, si les moises n'avaient pas existé, tout se serait passé de la même manière, si ce n'est que les deux courbures auraient été produites en même temps. On verra d'ailleurs ce résultat confirmé par les expériences.

(2) Voyez, pour de plus grands détails sur cette matière, Transport et force des bois, par Duhamel, 1767;

ou en fer fondu, il cassera si la flexion est plus grande que celle à laquelle ses fibres peuvent se prêter, sinon après avoir été abandonné à lui-même, il reprendra exactement sa forme primitive. Mais ces corps ne sont pas susceptibles de prendre une grande courbure, et la différence entre le poids qui les fait fléchir sensiblement et celui qui les fait rompre est peu considérable. Les métaux forgés sont susceptibles de plier sans rompre, beaucoup plus que les métaux fondus, et par l'action d'une force beaucoup moindre; mais leur élasticité est moins parfaite, en ce qu'ils ne reviennent pas aussi bien qu'eux à leur forme primitive. Lorsqu'on a fatigué un barreau de fer un peu long en le faisant courber sous différents poids, il ne se redresse pas entièrement, lors même que ces poids n'ont point été capables de le rompre.

Le bois, et particulièrement le chêne, qui est le seul dont nous nous occupons ici, a beaucoup moins d'élasticité encore que le fer. Il ne peut pas se courber autant avant de rompre, et quand il a plié un peu fortement, il emploie beaucoup de temps à se redresser, et ne se redresse même jamais entièrement. Cette circonstance suffit pour montrer que l'action d'une charge fait perdre à la poûtre qui la supporte une partie de son élasticité. D'après l'équation (α) ci-dessus, les flèches de courbure doivent augmenter proportionnellement aux charges; mais les expériences prouvent que ces flèches augmentent beaucoup plus rapidement que les charges; et cette circonstance ne tient pas seulement à ce que cette équation ne peut donner des résultats exacts qu'autant que la courbure est très faible : elle tient surtout à ce que l'effet de chaque charge additionnelle est de diminuer le moment d'élasticité de la poûtre (1). On est conduit par l'examen des expériences à penser que, quand une poûtre est libre, son moment d'élasticité est très grand et presque infini, et que ce moment diminue très rapidement quand la charge augmente, en sorte qu'à l'instant de la rupture, l'élasticité qu'offre la poûtre n'est plus qu'une faible partie de celle qu'elle opposait à l'action des premières charges. La valeur du moment d'élasticité d'une pièce de bois ne dépend donc pas uniquement de l'état physique de cette pièce et de ses dimensions, elle dépend aussi en partie de l'intensité de la pression à laquelle la pièce est actuellement soumise.

Mais la grandeur des poids que supportent les poûtres n'est pas encore la seule cause qui puisse faire varier leur moment d'élasticité : le temps pendant lequel ces poids ont agi en est un autre dont l'effet n'est pas moins sensible, et qui se réunit à la première pour faire diminuer rapidement l'élasticité. Indépendamment de quelques expériences directes faites sur ce sujet, on sait que des pièces de charpente, qui d'abord ont supporté leur charge sans flexion apparente, finissent souvent par plier vers le milieu, et cette flexion augmente indéfiniment si le système dont elles font partie n'a pas été disposé de manière à ce que ces pièces soient retenues par d'autres, qui ne leur permettent pas de fléchir plus qu'il n'est nécessaire pour resserrer les assemblages. Mais dans ce cas il ne résulte de cette flexion qu'un tassement, qui

Histoire naturelle de Buffon, partie expérimentale, onzième mémoire; Traité analytique de la résistance des solides, par M. Girard.

(1) Des expériences faites sur le fer, substance dans laquelle l'élasticité ne se perd pas aussi facilement à beaucoup près que dans le bois, par l'effet de l'accroissement de la charge, ont montré que le rapport des poids portés aux flèches de courbure reste sensiblement constant, quoique la courbure devienne très considérable.

arrive promptement à son terme, et qui, loin d'offrir quelque danger, était nécessaire pour donner à l'édifice sa solidité, et pour tendre les ressorts dans lesquels cette solidité consiste.

Ces diverses circonstances, jointes aux différences que les bois peuvent présenter dans leur état physique, soit à raison de quelques défauts intérieurs ou extérieurs, soit à raison de la nature du terrain où ils ont crû, de l'âge auxquels ils ont été coupés, de leur degré de dessèchement, de la composition des poûtres, lesquelles peuvent provenir d'un arbre entier simplement écarri ou d'un arbre partagé en plusieurs parties, etc., rendent très difficile, ou plutôt impossible, l'évaluation exacte des quantités ε' et ε''. On sent en effet que ces quantités doivent offrir des variations dont on ne peut déterminer les lois avec précision, parce qu'elles dépendent en partie de causes qui ne sont point de nature à être soumises au calcul. Heureusement cette précision, nécessaire pour le physicien, est superflue pour le constructeur; il se contente d'approximations, et pourvu qu'il connaisse la limite des erreurs qu'il peut commettre, ces approximations suffisent pour le guider et pour éclairer sa marche.

[VII]. *Expériences sur la flexion du bois de chêne, et évaluation de son élasticité.*

On connaît les expériences de Buffon sur la force du bois de chêne. Dans le compte qu'il en a rendu, il a donné pour les premières, les flèches de courbure par lesquelles les pièces ont passé avant d'arriver à la rupture. Il est bien à regretter que ces flèches n'aient été observées que sur un petit nombre de poûtres, et sur les petites, ou du moins si elles l'ont été sur toutes, que Buffon n'ait pas publié ses observations : cette perte ne sera vraisemblablement jamais réparée. La plupart des expériences de Buffon ne peuvent faire connaître que la force nécessaire pour rompre des pièces, ce qui est peu utile pour le constructeur, qui a principalement besoin de connaître quelle charge on peut leur faire porter sans les faire plier sensiblement. Le tableau n° 1, à la suite de la note, offre les résultats du petit nombre d'expériences qu'on trouve détaillées dans le mémoire de Buffon (1). En examinant la dernière colonne, on jugera combien le rapport des charges aux flèches de courbure diminue rapidement, et on remarquera que cette diminution est d'autant plus sensible que les premières flèches observées sont plus petites. Le tableau n° 2 offre trois expériences faites par M. Aubry (2). Les flèches de courbure y ont été observées en plus grand nombre; elles suivent les mêmes lois que dans les expériences de Buffon. On sait que ces dernières étaient faites sur des bois verts : celles de M. Aubry l'ont été sur des bois moyennement secs. Le tableau n° 3 contient les résultats des expériences faites au Hâvre par M. Lamandé fils, avec la machine employée par M. Girard, et dont il a donné la description (3). Les bois étaient chargés verticalement. Ces expériences n'ont pas encore été publiées.

(1) Histoire naturelle, partie expérimentale, onzième mémoire, ou Académie des sciences, 1740.

(2) Mémoires sur différentes questions de la science des constructions, etc., 1790, pages 55 et 60.

(3) Traité analytique de la résistance des solides, page 129.

L'application de ces expériences à l'évaluation de l'élasticité ne présente aucune difficulté. L'équation (α) [V] donne pour les bois chargés horizontalement,

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = \frac{1}{8} \cdot \frac{c^5}{ab^2} \cdot \frac{P}{f};$$

Ainsi, déterminant convenablement pour chaque pièce la valeur de $\frac{P}{f}$ qui doit être adoptée (comme cela est expliqué au bas des tableaux nos 1 et 2), on a celle de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$. A l'égard des pièces chargées verticalement, l'équation (ε) [V] donne

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = \frac{24}{\pi^2} \cdot \frac{c^3}{ab^2} \cdot Q,$$

et par conséquent on a immédiatement la valeur de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ au moyen de celle de la charge Q qui a produit la première inflexion. Le tableau n° 4 contient les différentes valeurs de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ qui ont été conclues des expériences, rangées dans l'ordre de grandeur des valeurs de bc qui répondent à chacune d'elles. La fig. 15, pl. VIII, représente la ligne brisée que donne la suite de ces mêmes valeurs en les rapportant à deux axes, et regardant celles de bc comme des abscisses et celles de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ comme des ordonnées. En déterminant la direction de la ligne droite qui doit remplacer cette ligne brisée, d'après les méthodes de correction d'anomalies exposées livre II, chap. II, 2e note, et fixant en conséquence les valeurs des constantes qui entrent dans son équation, on trouve

$$5\varepsilon' = 49453036, \qquad 2\varepsilon'' = 51108025,$$

et par conséquent

$$\varepsilon' = 16484345, \qquad \varepsilon'' = 25554012.$$

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = 49453036 + 51108025 . bc. \qquad (\gamma)$$

[VIII]. *Expressions des poids dont on peut charger horizontalement ou verticalement une pièce de chêne.*

En mettant à la place de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ dans les équations (α) et (ε) cette valeur, on aura

$$P = (395624288 + 488864200 . bc) \frac{ab^2 f}{c^5} \qquad (\alpha')$$

pour les bois chargés horizontalement, et

$$Q = (20536845 + 21017476 . bc) \frac{ab^2}{c^2} \qquad (\varepsilon')$$

pour les bois chargés verticalement.

L'équation (ε') peut être employée immédiatement dans les applications : elle donne [I] la limite des poids qui peuvent faire fléchir une pièce; ainsi il suffira de rester en-deçà de cette limite pour être certain de ne point trop la charger.

L'équation (α') n'offre pas le même avantage : elle donne seulement une relation entre la charge d'une pièce et sa flèche de courbure, en sorte que, pour fixer la charge qu'on fera porter à une pièce, il faudrait connaître d'avance la courbure qu'elle est capable de prendre sans que son élasticité en ait éprouvé d'altération sensible. C'est là le point important de l'éva-

luation de la force du bois, et malheureusement les expériences connues ne peuvent procurer presque aucune lumière sur ce sujet. Après l'avoir examiné cependant, dans la vue d'offrir au moins quelques approximations, nous avons pensé que, quand une poûtre était chargée de manière à prendre une certaine courbure, l'effet de la flexion devait apporter d'autant plus d'altération dans la force de cette poûtre, qu'elle avait moins de longueur et plus d'épaisseur. En effet, si on examine les expériences contenues dans les tableaux nos 1 et 2, on se convaincra que les pièces les plus grosses par rapport à leur longueur sont celles où il y a le plus de disproportion entre les valeurs de l'élasticité qui conviendraient au commencement de la flexion, et celles qui conviendraient au moment qui a précédé immédiatement la rupture, et il est aisé de concevoir qu'il est fort difficile de faire plier une très grosse pièce, mais que, quand elle a plié sensiblement, elle est déjà comme rompue, tandis qu'on voit beaucoup de petites pièces, quand elles sont longues, telles que les solives des planchers, qui offrent une flexion assez marquée, et qui ne laissent pas cependant de résister au poids qui les charge. Ces considérations nous ont conduit à penser que la flèche de courbure qu'une poûtre pouvait prendre sans que sa force en fût trop altérée, pouvait être représentée par la fonction $m\,\frac{c^2}{b}$, m étant un coëfficient constant; ce qui consiste à supposer cette flèche proportionnelle au carré de la longueur de la poûtre divisé par son épaisseur (1). Il s'agirait maintenant de fixer une valeur pour m.

Buffon a chargé deux pièces de 5,85 mètres de longueur sur 19 centimètres d'écarrissage de 2937 kilogrammes chacune : elles ont cassé toutes deux au bout d'environ six mois. Deux pièces semblables chargées chacune de 2203 kilogrammes *n'ont pas rompu, mais ont plié assez considérablement.* Cette dernière expérience semble donc devoir offrir la limite que nous cherchons. La distance des points d'appui devait être de 5,36 mètres : on a donc ici $a=b=0{,}19$, $c=5{,}36$. L'effet du poids de la pièce ajouté à la charge devait la porter à 2274 kilogrammes. Ainsi $P=2274$ kilogrammes. En mettant ces valeurs dans le coëfficient de $\frac{c^2}{b}$ dans la formule

$$f=\frac{P}{(395624288+408864200.bc)}\cdot\frac{c}{ab}\cdot\frac{c^2}{b},$$

qui se déduit de l'équation (α'), on trouve $f=0{,}0004158\,\frac{c^2}{b}=0{,}06287$ mètres pour l'expression de la flèche que cette charge aurait pu produire. On aurait donc d'après cette expérience $m=0{,}0004158$, valeur que nous réduirons à $m=0{,}0004$. Ainsi le poids qu'on peut faire porter à une pièce sans danger, est tel que la flèche de courbure correspondante est exprimée par la formule

$$f=0{,}0004.\,\frac{c^2}{b}; \qquad (\delta)$$

(1) M. Aubry a déjà employé une considération analogue à celle-ci (voyez Mémoires sur différentes questions de la science des constructions, page 56.)

et en mettant cette valeur de f dans la formule (α'), elle devient

$$P = (158250 + 163546 \,.\, bc)\,\frac{ab}{c}, \qquad (\alpha'')$$

et servirait maintenant pour calculer le poids dont on pourra charger les poûtres dans les constructions. Mais il ne faut pas oublier que la valeur de f donnée par l'équation (δ) n'étant déterminée que par une seule expérience, peut à peine passer pour une première approximation, et qu'il faudrait faire plusieurs observations pour vérifier l'évaluation de cette quantité et même la forme de la fonction par laquelle nous avons cru pouvoir la représenter.

On trouvera dans le texte, et dans la 2e note du chapitre suivant, des exemples de l'application de ces formules. Nous ajouterons seulement quelques observations sur les circonstances de la rupture du chêne.

La rupture des corps s'effectue de diverses manières, suivant leur nature. Dans les pierres et dans les matières fondues, soit métalliques ou vitreuses, les fibres ne peuvent se prêter à presque aucune flexion, et c'est par là que la rupture est déterminée, plutôt que par la difficulté qu'éprouveraient ces fibres à s'étendre (1). Quand elle a lieu, tous les fibres rompent à la fois dans tous les points de l'épaisseur du solide, ce qui est proprement le caractère d'une rupture occasionnée par l'impossibilité où sont ces fibres de fléchir. Il en est de même des métaux forgés, qui diffèrent seulement en ce qu'après la rupture les fibres ne se séparent point, et les deux parties du corps restent unies.

Le bois offre des propriétés différentes. Les fibres, qui peuvent se prêter assez facilement à la flexion, ne sont pas également susceptibles de se prêter à l'extension : et si on remarque que dans la rupture d'une poûtre, celles situées à la face convexe cassent les premières, puis celles qui les suivent en se rapprochant de la face concave, en sorte qu'il faut plus de deux heures pour rompre entièrement une pièce de 22 centimètres d'écarrissage, comme Buffon l'a éprouvé, tandis que dans la pierre, la fonte et le fer forgé, la rupture se fait subitement et en même temps pour toutes les parties de la poûtre, on jugera que dans le bois la rupture est déterminée par l'instant où les fibres de la face convexe ont acquis toute l'extension dont elles sont susceptibles, et non, comme dans les autres matières, par le degré de flexion que ces fibres éprouvent.

On voit d'après cela comment on pourrait déterminer la force capable de faire rompre une pièce donnée. Il suffirait, la quantité dont les fibres du chêne peuvent s'étendre étant connue, de calculer, d'après la longueur et l'épaisseur de la pièce, quelle flèche de courbure il faudrait lui donner, afin que l'excès de longueur de la face convexe sur la face concave fût trop grand

(1) Mariotte rapporte dans son Traité du mouvement des eaux, cité ci-dessus, une expérience qui fait voir que les fibres du verre peuvent s'allonger beaucoup plus qu'on ne l'imaginerait, d'après le peu de courbure que prennent les solides faits avec cette matière. Il a reconnu qu'un fil de verre de 1,3 mètre de longueur sur 0,56 millimètres d'épaisseur pouvait s'allonger en le tirant par une extrémité de 3 millimètres, et reprendre ensuite la longueur primitive quand il était abandonné à lui-même. On s'assurera facilement par le calcul qu'il faudrait faire prendre à ce fil une très grande courbure avant que les fibres situées à la face convexe eussent acquis une pareille extension. Ainsi, la fracture du fil n'est occasionnée que par l'impossibilité où sont les fibres de se prêter à la flexion.

pour que l'extension des fibres pût s'y prêter. Cette flèche de courbure déterminée, on fixerait la charge correspondante, qui serait celle capable de faire rompre la pièce. Quant à l'extension des fibres du chêne, il serait facile de la connaître d'après les expériences de Buffon, puisqu'il a eu soin d'indiquer les flèches de courbure que les pièces ont présentées à l'instant du premier éclat. Mais nous ne nous arrêterons pas davantage sur un objet qui n'est guère que de curiosité.

Il serait à désirer qu'on eût fait sur les autres bois de construction, et particulièrement sur le sapin, qui dans plusieurs pays est employé plus fréquemment que le chêne, des expériences qui pussent servir à en évaluer le moment d'élasticité. Le petit nombre d'observations qu'on a sur ce sujet paraissent indiquer que la force nécessaire pour rompre une poûtre de sapin est à-peu-près les deux tiers de celle qui romprait une poûtre de chêne des mêmes dimensions. Mais il paraît que les circonstances de l'inflexion ne sont pas les mêmes, et que le sapin ne perd pas son élasticité aussi rapidement que le chêne par l'effet de l'augmentation de la charge et du temps que dure son action. Il y a donc moins de différence entre la charge qui fait rompre une pièce, et celle qu'on peut lui faire porter sans danger pour l'avenir; et si on déterminait pour le sapin le coëfficient m de l'équation (δ), on trouverait une plus grande valeur que pour le chêne; c'est par cette raison que, bien qu'une poûtre de sapin rompe sous une charge moindre d'un tiers que celle qui fait rompre une poûtre semblable de chêne, l'usage des constructions est cependant de charger la première à-peu-près autant que la seconde. Mais cet usage, qui peut être assez bien fondé quand les poûtres sont posées horizontalement, ne l'est plus quand elles sont posées verticalement, et qu'elles ont la liberté de plier, parce que leur force est alors immédiatement donnée par la valeur de l'élasticité, qui est certainement moins grande dans le sapin que dans le chêne.

[IX]. *De la résistance du chêne à la traction et à la pression.*

On pourra toujours, au moyen des considérations précédentes, comparer la résistance d'une poûtre de chêne aux forces qui agissent sur elles, puisque, quelles que soient les directions de ces forces, elles peuvent se réduire à deux, l'une agissant perpendiculairement à la longueur de la poûtre, et l'autre dans le sens de la longueur.

Il y a cependant un cas qui échappe aux règles précédentes : c'est celui où la force agissant dans le sens de la longueur tend à allonger les fibres et non à les comprimer. Alors il est évident que la résistance est proportionnelle à l'aire de la base, et on pourra l'évaluer pour le chêne à raison de 950 kilogrammes pour un centimètre carré. C'est ce qu'on appelle la force absolue.

Lorsque la force qui agit dans le sens de la longueur tend à comprimer les fibres, son effet est ordinairement de faire plier la poûtre. Cependant si l'épaisseur de la poûtre était considérable par rapport à sa longueur, elle ne pourrait plier, et l'effet de la pression serait de refouler et écraser les fibres. On peut compter qu'une pièce, dont l'épaisseur surpasse le sixième ou le septième de la longueur, cède plutôt en s'écrasant qu'en pliant. Alors on suppose ordinairement la résistance proportionnelle à l'aire de la base, quoiqu'on ne puisse douter que, pour le bois comme pour la pierre, cette résistance n'augmente dans un plus grand rapport que

l'aire. Elle peut être évaluée pour le chêne à 500 kilogrammes par centimètre carré, et pour le sapin à un tiers de moins.

Lorsque les pièces s'assemblent par leurs extrémités dans d'autres, il est à craindre que la pression ne fasse refouler les fibres du bois de ces dernières. On a reconnu, pour qu'il ne se manifestât aucune empreinte sensible, que chaque centimètre carré de bois de chêne ne devait pas être chargé de plus de 160 kilogrammes, en supposant la direction de la charge perpendiculaire aux fibres, et de plus de 200 kilogrammes en la supposant parallèle aux fibres. Mais cette évaluation suppose que les bois sont bien secs et n'ont reçu aucune altération. L'eau qui séjourne dans les joints y fait ordinairement pourrir les fibres, et diminue leur résistance : alors ces fibres se compriment, et c'est de cette manière que périssent la plupart des ponts de bois.

N° 1.

Expériences de Buffon sur la flexion du bois de chêne chargé horizontalement.

Numéros des expériences.	Ecarrissage des poûtres $=a=b$.	Distance des points d'appui $=c$.	Charge portée par la poûtre $=P$.	Flèche de courbure correspondante $=f$.	Valeur de $\frac{P}{f}$.
	mètres.	mètres.	kilogrammes.	mètres.	kilogrammes.
6	0,155	8,338	333	0,108	3803
			578	0,231	2502
			823	0,440	1870
			957	0,542	1766
7	0,155	4,169	1022	0,032	31937
			1512	0,071	21296
			2002	0,126	15889
			2491	0,194	12840
			2746	. . .	. . . .
8	0,155	2,084	3449	0,011	313545
			3939	0,020	196950
			4428	0,034	130235
			4918	0,052	94577
			5408	0,068	79529
			5810	. . .	. . . .
9	0,155	7,146	321	0,068	4721
			565	0,135	4185
			810	0,231	3507
			1055	0,325	3246
			1154	. . .	. . . .
10	0,155	3,573	526	0,014	30724
			1015	0,024	42292
			1505	0,047	32021
			1994	0,084	23738
			2484	0,084	18000
			2796	0,138	. . . .
	0,217	3,573	7952	0,054	146889
			8911	0,068	131041
			10380	1,081	128145
			11664	1,095	122779

Ce tableau est formé d'après les expériences que Buffon a détaillées dans le Mémoire cité dans le texte. Les numéros de la première colonne sont ceux par lesquels ces expériences sont indiquées dans le cours du Mémoire. La dernière expérience, qui ne porte point de numéro, est détaillée au commencement du discours.

Les *distances des points d'appui* diffèrent des longueurs des pièces qui ont été indiquées par Buffon Elles

ont été déterminées d'après l'avertissement que donne Buffon au commencement du Mémoire, et qui apprend qu'après avoir coupé ses pièces aux longueurs fixées, il les faisait porter sur chacun des trétaux qui les soutenaient d'*un demi-pouce par pied* de longueur, d'où il résulte qu'il y a toujours un douzième à retrancher sur la longueur de la pièce pour avoir la distance des points d'appui.

A l'égard des valeurs des charges $= P$, nous avons toujours eu égard à celle qui provenait du poids de la pièce, et dont l'effet est souvent très sensible, en ajoutant aux charges indiquées par Buffon la moitié de ce poids.

Toutes les expériences ont été faites avec des bois de brin, c'est-à-dire pris dans des pièces entières, exactement écarris. Les bois étaient verds. La sixième est une moyenne entre les résultats offerts par deux poûtres. La septième est une moyenne entre les résultats offerts par quatre poûtres. La huitième, la neuvième et la dixième offrent aussi des résultats moyens entre ceux donnés par deux poûtres. Les dernières charges indiquent celles qui ont fait éclater la pièce, et quand la flèche correspondante n'est point marquée, c'est qu'elle n'a pu être observée.

En examinant la colonne des flèches, on remarque beaucoup d'irrégularité dans la manière dont les observations ont été faites. Tantôt les premières flèches observées sont très petites, et tantôt elles sont assez considérables. Cette circonstance explique pourquoi le décroissement des rapports des charges aux flèches paraît se faire aussi irrégulièrement. Quand les premières flèches sont très petites, les premiers rapports sont très grands par rapport aux suivants, ce qui n'a pas lieu quand on a laissé passer les premiers degrés d'inflexion sans faire d'observations. Pour choisir entre les valeurs de $\frac{P}{f}$, celles qui devaient servir à déterminer celle du moment d'élasticité convenant à chaque pièce, on a construit pour chaque expérience la courbe dont les charges étaient les abscisses, et les flèches les ordonnées; et en examinant le cours de cette courbe on a jugé des observations auxquelles il fallait avoir égard pour prendre une valeur de $\frac{P}{f}$ qui, sans appartenir à l'origine de la courbe, ce qui conduirait à donner à l'élasticité une valeur beaucoup trop grande, surtout pour les pièces un peu courtes, n'appartînt pas non plus aux dernières observations, au moment desquelles la pièce était prête à rompre et où par conséquent sa force se trouvait déjà très altérée.

Les valeurs de $\frac{P}{f}$ fixées par ces considérations, on a calculé celle de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ au moyen de la formule

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = \tfrac{1}{8} \cdot \frac{ab^2}{c^3} \cdot \frac{P}{f},$$

qui se déduit de l'équation (α) [V]. Elles sont comprises dans le tableau n° 4 ci-dessous.

N° 2.

Expérience de M. Aubry sur la flexion du bois de chêne chargé horizontalement.

Numéros des expériences.	Largeur des pièces $= a$.	Hauteur des pièces $= b$.	Distances des points d'appui $= c$.	Charges portées $= P$.	Flèches correspondantes $= f$.	Rapports des charges aux flèches $= \frac{P}{f}$.
	mètre.	mètre.	mètres.	kilogrammes.	mètre.	kilogrammes.
1re.	0,081	0,081	3,898	122	0,027	4518
				185	0,054	3426
				276	0,081	3407
				365	0,108	3380
				482	0,162	2796
				538	0,217	2479
				576	0,244	2361
				604	0,312	1936
2e.	0,027	0,068	1,624	74	0,007	10572
				123	0,014	8786
				148	0,018	8222
				172	0,025	7478
				197	0,025	7880
				237	0,027	8778
				243	0,036	6750
				295	0,041	7195
				371	0,054	6870
3e.	0,027	0,054	1,624	75	0,023	3174
				98	0,029	3379
				122	0,036	3389
				147	0,045	3267
				171	0,059	2898
				196	0,068	2882
				208	0,077	2701
				220	0,086	2558
				235	...	...

Ces expériences sont susceptibles d'observations analogues aux précédentes sur les expériences de Buffon. Elles étaient faites sur des bois secs. On a employé pour la troisième un barreau composé de trois petits barreaux armés et réunis par des entailles à redents et par des boulons. Un semblable barreau doit être moins fort que s'il était d'une seule pièce, et on verra effectivement que cette expérience donne une anomalie négative fort considérable.

Les valeurs de $\frac{P}{f}$ qui devaient servir à déterminer celles de $3\,\varepsilon' + 2\,\varepsilon'' bc$ ont été déterminées comme pour les expériences de Buffon.

N° 3.

Expériences de M. Lamandé sur les bois chargés verticalement.

Numéros des expériences.	Ecarrissage des pièces $=a=b$.	Longueur des pièces $=c$.	Première flèche de courbure observée.	Poids qui a causé la première inflexion.	Poids moyen $=Q$.	Poids qui a causé la rupture.	Poids moyen.	Durée de l'expérience
	mètre.	mètre.	mètre.	kilogrammes.	kilogram.	kilogram.	kilogram.	heures.
1	0,054	0,649	0,002 0,001 0,003 0,001	5371 6148 6418 5341	5369	7105 9680 9088 9573	8861	4 6 18 8
2	0,054	1,298	0,002 0,004 0,004 0,004	2863 2863 2863 2863	2863	5584 5557 6169 5663	5693	21 27 . . . 6
3	0,054	1,948	0,004 0,004 0,006 0,004	1499 1300 1250 1250	1325	5293 5402 5860 5681	5559	6 . . . 5 . . .
4	0,081	0,649	0,002 0,001	15727 20531	18129	25163 25163	25163	27 24
5	0,081	1,298	0,004 0,004 0,005 0,007	9233 8476 9334 9918	9246	19856 16757 16457 12810	16465	29 5 9 17
6	0,081	1,948	0,004 0,005 0,002 0,006 0,004	4146 4415 5000 4610 5794	4793	12245 13176 10877 13022 16774	11619	7 19 4 18 6
7	0,108	0,649	0,002 0,001 0,001 0,002 0,001	28129 25496 25497 30667 26264	27211	45301 30051 48103 42944 40206	40921	11 8 23 28 30
8	0,108	1,298	0,001 0,002 0,002 0,001	28668 15498 22966 20819	21488	45798 39090 33290 43804	40495	8 5 19 19
9	0,108	1,948	0,004 0,006 0,004 0,006	9812 7878 8417 12545	9663	29152 26988 24574 29822	27629	7 5 22 22

Ces expériences ont été faites sur des barreaux de chêne de Champagne, assez sec, débités dans de grosses pièces. Les valeurs de Q, comprises dans la sixième colonne, sont les résultats moyens de plusieurs épreuves faites sur des barreaux semblables; mais ces barreaux étaient pris dans la même pièce.

Les valeurs de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$ qui ne ont été déduites, et qu'on trouvera dans le tableau suivant, ont été calculées par la formule

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = \frac{24}{\pi^2} \cdot \frac{c^3}{ab^3} \cdot Q,$$

qui se déduit de l'équation (6) [V]. On sait que $\pi = 3{,}1416$.

N° 4.

Évaluation du moment d'élasticité du bois de chêne, déduite des expériences précédentes.

Numéros des expériences.	NOMS des AUTEURS.	Valeurs, pour les bois chargés horizontalement, de $\frac{P}{f}$	Valeurs de la fonction $b\,c$.	Valeurs du moment d'élasticité $= 3\,\varepsilon' + 2\,\varepsilon''\,bc$.		Différences relatives entre les valeurs de l'élasticité, observées et calculées.	
				données par l'observation	données par le calcul.	positives.	négatives.
		kilogrammes	mètres.	kilogrammes.	kilogrammes.		
1	M. Lamandé.	»	0,03505	34923000	31244376	»	0,467
4	*idem.*	»	0,05257	34939600	32139790	»	0,492
2	*idem.*	»	0,07009	74490100	53035206	0,288	»
7	*idem.*	»	0,07009	22124400	53035206	»	1,397
3	M. Aubry.	3384	0,08770	23011600	53935219	»	1,344
3	M. Lamandé.	»	0,10509	77467900	54823988	0,292	»
5	*idem.*	»	0,10513	71278400	54826036	0,231	»
2	M. Aubry.	10572	0,11043	43336040	55096907	»	0,215
8	M. Lamandé.	»	0,14018	69885000	56617376	0,190	»
6	*idem.*	»	0,15779	83222350	57517388	0,309	»
9	*idem.*	»	0,21044	70783800	60208231	0,149	»
8	Buffon.	163542	0,28134	75202500	63831791	0,151	»
1	M. Aubry.	4518	0,31574	62939986	65589917	»	0,042
10	Buffon.	32021	0,48235	74206600	74105041	0,001	»
7	*idem.*	21296	0,56281	78217203	78217203	»	0,000
»	*idem.*	146889	0,77534	81962000	89079218	»	0,087
9	*idem.*	4721	0,96470	87525000	98757047	»	0,128
6	*idem.*	5803	1,12560	112036000	106980350	0,045	»
Différences relatives moyennes, sans avoir égard aux expérienées n° 7 de M. Lamandé, et n° 3 de M. Aubry.						0,184	0,202

Les valeurs du moment d'élasticité contenues dans la sixième colonne ont été calculées par la formule.

$$3\,\varepsilon' + 2\,\varepsilon''\,bc = 49453036 + 31108025\,,\,bc\,, \qquad (r)$$

dont les constantes ont été déduites des valeurs contenues dans la quatrième et la cinquième colonnes, au moyen de

la seconde des deux méthodes de correction d'anomalies exposées ci-dessus liv. II, chap. 1er, note 1, § 3. La fig. 15, pl. VIII, représente ces valeurs rapportées à deux axes, et le tracé de la ligne droite qui en corrige les erreurs. Les différences relatives contenues dans les deux dernières colonnes sont égales aux différences absolues entre les valeurs du moment d'élasticité données par l'observation, et celles calculées par la formule (γ), divisées par les valeurs données par l'observation. On sait que ces différences relatives donnent seules la véritable mesure des erreurs. Elles font voir que la formule représente les résultats des expériences à moins d'un cinquième près.

CHAPITRE II.

DES PONTS DE BOIS.

SECTION PREMIÈRE.

DESCRIPTION DES PRINCIPAUX PONTS DE BOIS.

Les historiens font mention de quelques ponts de bois construits par les anciens. Le premier est le pont Sublicius, bâti à Rome au pied du mont Aventin, sous le règne d'Ancus Martius, et que le combat d'Horatius Coclès a rendu célèbre. On rapporte qu'il pouvait être démonté, et qu'on n'employa point de fers pour en relier les pièces.

Le second est le pont que César fit jeter sur le Rhin, et dont il a donné la description dans ses Commentaires. Plusieurs architectes ont essayé de rétablir le dessin de ce pont. La fig. 4, pl. II, le représente d'après l'explication que M. Rondelet a donnée (1) de la description de César, et qui nous a paru la plus vraisemblable. On voit que de forts sommiers étaient portés à chaque extrémité sur deux pieux écartés par le pied et inclinés en dehors. Sur ces sommiers, on avait placé dans le sens de la longueur du pont, des poûtres recouvertes par des claies pour former le chemin. Les palées étaient soutenues en aval par des pieux plus inclinés, et garanties en amont par d'autres pieux qui les préservaient du choc des corps flottants.

Nous avons donné dans le premier volume, d'après Dion Cassius, la des-

(1) Traité de l'Art de bâtir, tome IV, page 304.

cription du pont que Trajan fit élever sur le Danube Cet auteur représente ce pont comme étant en pierre, et lui attribue la forme et les dimensions colossales que nous avons indiquées. Il est représenté d'une autre manière sur les bas-reliefs de la colonne Trajane, où ses piles seulement sont en pierre, et où les arches sont formées par des cintres en bois. La fig. 1re, pl. II, en offre le dessin.

Quand on a commencé dans le moyen âge à établir des ponts dans les principaux passages des rivières, ils ont été presque toujours portés sur des palées de charpente éloignées de 5 à 6 mètres, et composées d'une, de deux ou de trois files de pieux assemblés par plusieurs cours de moises horizontales, et maintenues par des décharges. Dans les rivières sujettes aux débâcles, les palées étaient précédées par des brise-glaces et revêtues extérieurement de madriers. Sur les pieux étaient établis des chapeaux qui soutenaient les poûtres de plancher, appuyées en outre par des contrefiches inclinées. Les planchers étaient tantôt recouverts par un pavé, et tantôt composés seulement de madriers ou de dosses. Ce genre de construction, généralement suivi, est indiqué par Gauthier (1) comme *la bonne manière du temps, et non des auteurs qu'on ne suit pas.*

Le pont que Palladio fit construire sur la Brenta, près de Bassano (fig. 1 et 2, pl. III), en offre un des exemples les plus remarquables. Il était composé de cinq travées de 12,5 mètres d'ouverture chacune. Sa largeur était de 9 mètres, et le plancher était porté par huit fermes égales. Il était couvert d'un toit supporté par de petites colonnes en bois.

Parmi les édifices du même genre faits dans ces derniers temps, le pont de Saint-Clair, sur le Rhône, à Lyon, appelé aussi pont Morand, du nom de son constructeur (la fig. 2, pl. II, en représente la moitié), est un de ceux qui ont été disposés avec le plus d'intelligence. Il est composé de dix-sept travées de 10,1 à 13,7 mètres d'ouverture. Les pieux des palées ont été récépés au niveau des basses eaux pour former des basses palées, et sont assemblés par des moises aux poteaux qui les surmontent. Ces poteaux ont été coiffés d'un chapeau sur lequel portent les poûtres du plancher qui sont consolidées par une petite soupoûtre établie sur le chapeau et par une autre soutenue au milieu de la travée par les contrefiches. Deux moises pendantes parallèles empêchent ces contrefiches de plier. Ce pont a été bâti en 1775. La fig. 3 en est la coupe, et fait voir la disposition des palées.

(1) Traité des Ponts, chap. 24.

La longueur ordinaire des bois ne permettrait pas de donner aux travées, formées ainsi d'une poûtre soutenue par une soupoûtre et par des contrefiches, une bien grande ouverture. On y supplée en formant les contrefiches et la soupoûtre de pièces doubles ou triples, assemblées en crémaillère. Il a existé sur l'Isère un pont construit de cette manière, dont les travées avaient plus de 24 mètres d'ouverture. Le pied des contrefiches étant exposé au choc des glaces, on l'avait couvert de madriers. Le plus grand inconvénient des ponts de cette espèce est effectivement la facilité avec laquelle ils sont détruits et emportés par les glaces: elle est telle que, dans plusieurs pays, il est d'usage de rompre tous les ans les ponts avant l'hiver pour les reconstruire quand les débâcles sont passées (1). Il n'est pas possible non plus d'établir solidement des palées dans le lit des torrents qui roulent de gros cailloux ou des quartiers de pierre.

Palladio paraît avoir cherché le premier un genre de construction qui permit de donner aux travées une grande ouverture, sans exposer aucune de parties de la charpente au choc des corps entraînés par le courant. Le pont construit par ce grand architecte sur le torrent du Cismone, entre Trente et Bassano (fig. 20, pl. II), offre une longueur de 33 mètres divisée en six travées par cinq poûtres d'une longueur égale à la largeur du pont. Ces poûtres sont soutenues à leurs extrémités par des poinçons verticaux auxquels elles sont fixées par des étriers en fers, cloués sur les poinçons et passant au travers des poûtres. Les poinçons sont assemblés à leurs extrémités supérieures dans trois grandes pièces: celle du milieu est horizontale, les deux autres sont inclinées et contrebuttent la première. Le système est en outre entretenu par des contrefiches qui s'assemblent au sommet de trois des poinçons et au pied des deux autres.

Palladio a donné dans ses ouvrages le dessin de trois autres ponts (fig. 14, 21 et 22) conçus d'une manière à peu près semblable; mais ils n'avaient point été exécutés. Celui de la fig. 14 est remarquable en ce qu'il offre la première idée de l'emploi en charpente d'un système de voussoirs semblables à ceux des ponts de pierre. Les croix de Saint-André placées entre les montants normaux à l'arc ont pour objet de rendre chaque voussoir invariable de forme, et de maintenir l'état du système, quelle que soit la distribution de la charge.

Gauthier décrit (2) un pont construit à Lyon vers le commencement du der-

(1) Traité contenant une partie essentielle de la science de construire les ponts, par M. Wiebeking, 1810, page 105.

(2) Traité des ponts, page 123.

nier siècle, dans l'emplacement du pont de Saint-Vincent, qui était fait à l'imitation du pont sur le Cismone. L'ouverture de l'arche du milieu était de 29 mètres, et le plancher était également suspendu à deux fermes de tête. On doit aussi rapporter au même système de construction un pont bâti à Saint Clément, sur la Durance (fig. 12 et 13, pl. II), qui ne subsiste plus. Il diffère des ponts précédents en ce qu'il est composé de plusieurs fermes offrant une poûtre, une soupoûtre et des contrefiches; mais il s'en rapproche par sa grande ouverture, qui est de 35,1 mètres, et par la composition de ses deux fermes de têtes. Les contrefiches sont tellement inclinées qu'elles devaient être de peu d'utilité, et qu'après le premier tassement de la charpente la charge devait être presque entièrement portée par ces deux fermes.

Malgré les avantages de la disposition inventée par Palladio, il paraît qu'on n'en a pas fait en France un grand usage. On imagina, pour suppléer au peu de longueur des bois, d'employer une combinaison d'arbalétriers et de contrefiches, assujétis les uns aux autres par des moises pendantes. On en voit un exemple (fig. 9, pl. II) dans un pont construit à Lanneau, dans l'ancienne Auvergne, et établi sur les anciennes piles d'un pont de pierre.

Le pont du Sault du Rhône (fig. 5, pl. II) est le plus remarquable parmi ceux composés ainsi des contrefiches et d'arbalétriers diversement inclinés, et son peu de durée a constaté le vice de ce système. Ce pont est aussi établi sur d'anciennes piles, et comme la profondeur de l'eau sous l'arche représentée par la figure est de plus de 30 mètres, il n'était pas possible d'en diminuer l'ouverture. Chaque ferme est composée de deux grandes moises faisant fonction d'arbalétriers, prolongées dans les fermes de tête par des décharges qui se réunissent au-dessus des gardes-fous, où elles sont embrassées par des moises pendantes quadruples. Du milieu des moises arbalétrières, partent d'autres arbalétriers doubles, assemblés à crémaillère, et fortement boulonnés, supportant à leurs extrémités supérieures une soupoûtre composée de deux pièces assemblées de la même manière, et s'appuyant à leurs extrémités inférieures sur une pièce transversale qui coiffe les jambes de force placées sous les moises. Les parties voisines des piles sont soutenues par des demi-soupoûtres portées sur deux contrefiches dont le pied vient s'encastrer dans la maçonnerie au même point que le pied des moises arbalétrières. Il est résulté de cette disposition et du peu de flèche de la travée que les arbalétriers doubles faisant un angle très obtus avec la soupoûtre contre laquelle ils buttent, ont éprouvé une pression très considérable. Cette pression se reportant sur la pièce transversale où s'assemblent leurs extrémités inférieures,

a fait comprimer cette pièce, ce qui devait nécessairement arriver dans du bois de bout portant contre du bois de plat, disposition qu'on doit soigneusement éviter. Le principal effort s'est alors exercé contre les moises arbalétrières; mais, comme elles étaient affaiblies au pied par le passage des contrefiches qui viennent s'y réunir, elles ont éclaté dans cette partie, en sorte que cette travée, qui a consommé plus de bois qu'on ne le penserait au premier coup-d'œil à raison des pièces doubles qui s'y trouvent, et qui a exigé des pièces d'un fort écarrissage, quoique construite avec le plus grand soin et composée d'excellents bois, est tombée au bout de treize à quatorze ans. Il y a des exemples de ponts composés d'une manière à peu près semblable, qui, loin d'avoir subsisté pendant quelques années, n'ont pas même pu être montés et mis en place.

Perronet eut l'idée d'employer pour la construction des ponts de charpente un système analogue à celui qu'il avait adopté pour les cintres, et composa dans cette vue le projet du pont de la Salpétrière, qui a été publié dans ses ouvrages. On a depuis fait usage de la même disposition pour le pont de la Mulatière (pl. II, fig. 6), construit à Lyon, sur la Saône, près du confluent de cette rivière avec le Rhône. Cet édifice offre onze travées de 14,9 à 17,5 mètres d'ouverture : les fermes sont composées de quatre arbalétriers faits de deux pièces assemblées en crémaillère et serrées par des boulons. Ces arbalétriers portent près des naissances contre des coussinets de bois, et sont contenus à leurs points de jonction par des moises pendantes. Comme ils sont fort inclinés, et qu'ils exercent une très grande pression les uns sur les autres, leurs extrémités, qui pourrissent promptement, parce que les moises qui les embrassent y entretiennent constamment de l'humidité, se sont pénétrées, et la longueur des pièces a diminué en conséquence. La pénétration a été plus considérable encore aux naissances, où le bois à plat cédait au bois de bout, et il en est résulté dans toutes les travées du pont un tassement qui s'est trouvé d'autant plus grand que ces travées avaient moins de flèche.

Les travées du pont Notre-Dame, à Cahors (fig. 7), ont quelque avantage sur celles du pont de la Mulatière, en ce que la flèche est plus grande; mais leur composition offre peut-être aussi un trop grand nombre d'articulations, et trop de pièces réunies par les extrémités, et sujettes à y pourrir promptement.

Malgré les dangers de ce système, il avait été employé pour un pont bâti en 1750, sur la Tamise, près du village de Kingston, à peu de distance de Londres (pl. III, fig. 7). La partie en charpente de cet édifice offre sept travées dont l'ouverture varie de 9,7 à 14,9 mètres. Elles sont portées sur des palées com-

posées de cinq files de pieux. Les moises placées aux points de jonction des arbalétriers sont prolongées pour former les montants du parapet qui est très élevé, comme celui des ponts de Londres.

Pendant que la plupart des ponts de charpente en France n'offraient ainsi que des combinaisons défectueuses, l'art de construire les édifices de cette espèce faisait en Suisse les plus grands progrès, et produisait les ouvrages les plus extraordinaires. Le plus célèbre des ponts de ce pays est celui de Schaffouse (fig. 23 et 24, pl. II), construit sur le Rhin, en 1757, par Jean-Ulrich Grubenmann, simple charpentier de village, et brûlé pendant la campagne de guerre de 1799. Il était composé de deux travées, l'une de 51,97 et l'autre de 58,80 mètres d'ouverture, portées sur des culées et sur une pile en pierre, restes d'un pont de maçonnerie qui avait été affouillé en 1754. Ces deux travées n'étaient point situées dans la même direction, la pile étant placée à 2,6 mètres hors de l'alignement des culées. Elles étaient portées par deux fermes éloignées de 5,52 mètres de milieu en milieu, dont la pièce principale consistait dans une poûtre formée de deux cours de pièces de sapin crémaillées et serrées fortement avec des boulons. La largeur de cette poûtre était de 43 et sa hauteur de 89 centimètres. On avait soulagé sa grande portée par le moyen de contrefiches en bois de chêne placées au-dessous et au-dessus de la poûtre, et assemblées à leurs extrémités supérieures dans des moises pendantes verticales. Ces moises portées ainsi par les contrefiches soutenaient à leur tour la poûtre qu'elles saisissaient à leur extrémité inférieure, et elles servaient à entretenir ensemble les contrefiches par lesquelles elles étaient traversées, et à les empêcher de plier. Les cours de moises étaient espacés à 5,66 mètres de milieu en milieu. A leurs extrémités supérieures et inférieures, étaient assemblés des entraits assujétis par une armature en fer, et servant à maintenir l'écartement des deux fermes. Ceux du bas portaient le plancher du pont, et ceux du haut soutenaient au milieu de leur longueur une sablière formée d'un double cours de pièces de sapin assemblées en crémaillères comme celles des fermes de tête, mais ayant un moindre écarrissage. Ces doubles poûtres faisaient la base d'une troisième ferme d'une composition semblable à celle des fermes de tête, les poinçons qui soutenaient le faîte du toit offrant des moises, pendantes verticales, et des contrefiches plus ou moins inclinées, assemblées sur la sablière près des culées et de la pile, portant à leurs extrémités supérieures ce faîte et ces moises par lesquelles elles étaient maintenues. Outre les entraits assemblés dans les moises pendantes, le plancher inférieur était porté par des lambourdes soutenues dans les intervalles de ces

moises par des étriers en fer ; sur ces pièces on avait établi des solives de 22 centimètres d'écarrissage posées en losange, dont les extrémités étaient embreuvées dans les grandes poûtres, et qui servaient à contreventer le système de la charpente. Au-dessus des solives était posé un doublé rang de madriers qui formait le plancher. Les entraits placés à la partie supérieure des moises pendantes des fermes de tête, recevaient également des solives posées en losange, et assemblées à queue d'hyronde avec les poûtres supérieures, de chaque ferme de tête; mais l'objet de ces solives n'étant que d'entretenir ces deux fermes entre elles par le haut, et de les contreventer, on n'y avait point placé de madriers.

Telle était la disposition primitive de la charpente de ce pont, indiquée par les lignes pleines de la fig. 23. On craignit après sa construction que la pile ne s'affouillât, ce qui aurait entraîné la chute totale de l'édifice ; et Grubenmann imagina de prévenir les suites de cet accident en ajoutant les trois cours de contrefiches indiqués par les lignes ponctuées, qu'il pensait pouvoir soutenir le pont dans le cas où la pile viendrait à manquer. Mais ces contrefiches ne sont pas à beaucoup près assez fortes pour porter un pareil fardeau ; elles sont d'ailleurs trop inclinées et mal assemblées dans les moises pendantes où elles pressent contre le fil du bois.

Lors de la construction de ce pont, les sommiers portant sur la maçonnerie des culées et de la pile, et dans lesquels s'assemblent les parties inférieures des fermes, n'avaient pas été faits avec des pièces de chêne assez dures et assez sèches, et on n'avait pas eu la précaution de les faire porter sur des cales, et de les isoler de la pierre. Ces sommiers étant venus à pourrir, il en résulta un affaissement inégal de la charpente du pont. Grubenmann n'existait plus alors, et ce fut un charpentier de Schaffouse, nommé Georges Spengler, qui remédia à cet accident en 1783, en soulevant de 41 centimètres, avec des verrins, la masse entière du pont, par le moyen d'échafaudages portés sur des pilots, et en remplaçant les sommiers par d'autres pièces de meilleure qualité. C'est la seule réparation qui ait été faite au pont de Schaffouse pendant les quarante-deux ans qu'il a subsisté. Il était très fréquenté, et donnait passage à des voitures chargées de fardeaux très pesants, et entre autres de bassins de fontaines en pierre dont quelques-uns pesaient plus de vingt-cinq mille kilogrammes. Quelque ingénieuse cependant que fût la disposition de sa charpente, on lui a reproché un défaut essentiel, qui consiste en ce que les principales pièces en sont tellement nécessaires au soutien les unes des autres, qu'il est impossible d'en changer une sans étayer le pont.

Ce défaut a été évité dans un édifice encore plus surprenant (pl. III, fig. 5), construit en 1778, sur la Limmat, près de L'abbaye de Wettingen, par le même charpentier et par son frère Jean Grubenmann, et qui a été brûlé comme le pont de Schaffouse dans la campagne de 1799. Il offrait une seule travée de 118,89 mètres de longueur entre les culées, et la solidité de sa charpente, encore mieux disposée que celle du pont de Schaffouse, était proportionnée à cette grande ouverture.

Le plancher est porté, comme au pont de Schaffouse, par deux fermes : chacune offre une poûtre inférieure composée de deux cours de pièces crémaillées soutenues près des naissances par des contrefiches, et une poûtre supérieure située au niveau des naissances du toit. Cette dernière, qui est le principal soutien du pont, n'est composée que d'une seule pièce de sapin près des culées; mais le nombre des pièces qui la forment augmente à mesure qu'on s'approche du milieu de la travée, où il est de quatre, afin que la résistance de la poûtre croisse avec l'effort qu'elle doit supporter; et comme cette résistance ne serait pas encore assez considérable, on a placé au-dessus de grands arbalétriers et des contrefiches qui servent de décharges. Des contrefiches plus ou moins inclinées sont également placées entre la poûtre supérieure et la poûtre inférieure, et toutes les pièces sont maintenues dans leurs positions respectives par des moises pendantes placées verticalement à 4,87 mètres de milieu en milieu, et par des boulons. Les pièces des poûtres supérieures et inférieures sont doublées dans le sens de la largeur du pont, ainsi que celles des contrefiches placées entre ces poûtres qui ne sont pas composées de plusieurs pièces posées l'une sur l'autre dans le plan de la ferme : cette disposition permet de remplacer les bois qui auraient besoin de l'être. Le plancher est construit comme au pont de Schaffouse, ainsi que le toit, et le faîte est aussi porté par une troisième ferme qui, bien qu'appuyée sur les autres, offre par elle-même une certaine résistance, et par conséquent est soutenue presque entièrement sur ces deux extrémités (1).

On a fait beaucoup de ponts de ce genre en Allemagne et en Suisse, mais sur de moins grandes proportions. Le pont de Zurich (pl. II, fig. 18) en est un exemple : son ouverture est de 39 mètres.

(1) La description ci-dessus des ponts de Wettingen et de Schaffouse, et celle qui sera donnée plus bas du pont de Mellingen, sont tirées de l'ouvrage publié à Bâle en 1803 par Chrétien de Mechel, sous le titre de *Plans, coupes et élévations des trois pont de bois les plus remarquables de la Suisse*. Cet ouvrage contient tous les détails de construction des ponts de Schaffouse et de Wettingen, dont l'étude est très utile.

Le pont construit en 1764 sur le torrent de Kandel, dans le canton de Berne (pl. II, fig. 19), par Joseph Ritter, maître charpentier de Lucerne, en est un autre. Son ouverture est de 50,7 mètres. La grande hauteur des culées de ce pont a permis de donner à sa charpente la plus grande légèreté, en la soutenant par des contrefiches peu inclinées, et disposées parallèlement entre elles : ces contrefiches, au nombre de cinq de chaque côté, son faites avec des pièces de sapin, dont l'écarrissage est de 32 centimètres, et dont quelques-unes ont plus de 23 mètres de longueur. Les poûtres du plancher sont inclinées, ce qui prévient les effets du tassement inévitable dans ces grandes charpentes. Dans ces poûtres s'assemblent des poûtres transversales placées à 4 mètres de distance, et dans les intervalles desquelles se trouvent d'autres poûtres posées diagonalement. Elles supportent ensemble une plate-forme de madriers. La distance entre les milieux des deux fermes est de 4,66 mètres.

Nous avions eu, il y a longtemps, l'idée d'introduire en France ce genre de construction, et nous avions projeté, pour être exécuté à Lyon, sur la Saône, le pont représenté pl. II, fig. 25, dont les travées, portées sur des piles en pierre, auraient eu 50 mètres d'ouverture. Ce pont étant situé dans l'intérieur d'une grande ville, et devant être très fréquenté, on aurait placé dans son axe une troisième ferme égale aux deux fermes de tête, ce qui aurait permis d'augmenter sa largeur, et l'aurait partagé en deux passages indépendants.

L'art de construire les ponts de charpente semblerait avoir atteint son dernier degré de perfection dans ceux de Schaffouse et de Wettingen. Cependant leur disposition laisse encore à désirer, et le véritable principe d'après lequel on doit projeter les ponts d'une grande ouverture a été établi pour la première fois dans la construction du pont de Chazey, sur l'Ain (pl. III, fig. 3). Cet édifice est composé de quatre arches de 19,5 mètres d'ouverture chacune, soutenues par des culées et des piles en pierre. Le plancher est porté sur plusieurs fermes formées principalement de deux cours de pièces taillées et assemblées à redans suivant un arc de cercle. Ces pierres, serrées par des boulons, sont maintenues par des moises pendantes dirigées perpendiculairement à leur courbure, et que vont soutenir les poûtres sur lesquelles le plancher est porté. Deux contrefiches différemment inclinées remplissent les reins.

Le pont de Mellingen sur le Reuss (pl. II, fig. 17) est le premier ouvrage considérable où on ait fait usage du principe de la construction du pont de Chazey. Cet édifice, construit en 1794, par Ritter, et qui subsiste encore, offre une arche de 48 mètres d'ouverture. La principale pièce de ses deux fermes

est un grand cintre dont la courbure est celle d'un arc de cercle égal au sixième de la circonférence, et qui est formé de six cours de pièces de sapin courbées, dont l'écarrissage est de 32 centimètres. Cet arc porte, par le moyen de moises pendantes verticales, le toit dont le pont est couvert, les poûtres longitudinales et transversales sur lesquelles le plancher est établi, et un arc beaucoup plus surbaissé, formé d'un seul cours de pièces, et qui, bien que destiné vraisemblablement à contribuer au soutien du plancher, ne paraît propre qu'à charger inutilement les fermes.

La disposition du pont de Mellingen a été imitée de différentes manières, comme on peut le voir par le dessin d'un pont bâti à Wirtemberg sur un bras du Necker (pl. II, fig. 15), et par celui d'un pont bâti près de Feldkirch, sur le Rhin (fig. 16). Celle du pont de Chazey a également servi de modèle aux derniers ponts de charpente qui ont été construits en France sur des ouvertures un peu considérables, et elle paraît y être maintenant généralement adoptée. M. Migneron, qui a trouvé les moyens de donner aux bois une grande courbure sans altérer la liaison de leurs fibres, et en leur faisant au contraire subir une préparation qui doit les rendre plus durables, avait fait l'essai de son procédé à l'établissement d'un pont composé de poûtres cintrées. Ce pont, bâti près de Bordeaux, avait 19,5 mètres d'ouverture, et les cintres étaient faits avec six pièces assemblées deux à deux dans le sens horizontal, et trois à trois dans le sens vertical. Mais ces pièces n'avaient que 14 à 16 centimètres d'écarrissage, et il paraît que cette entreprise n'a pas eu de succès.

Le pont de Tournus, bâti sur la Saône en 1801 (pl. III, fig. 4), est un des ouvrages les plus importants qui aient été construits en France sur ces principes. Il est composé de cinq arches de 27,3 mèt. d'ouverture, portées sur des piles en pierre de 5 mètres d'épaisseur. Le cintre des arches, décrit par un arc du sixième de la circonférence, est formé de trois cours de pièces de 24 centimètres de hauteur sur 27 centimètres de largeur. Le nombre des fermes est de six, et ces fermes sont espacées à 1,5 mètre de milieu en milieu. Elles sont réunies entre elles par deux entretoises, par des contrevents en bois placés sur les contrefiches qui partent de la naissance du cintre, et par d'autres contrevents en fer posés sur les sommiers. Les moises pendantes sont espacées à environ 2 mètres. Dans chacun de leurs intervalles est placé un boulon qui traverse et réunit les trois pièces du cintre.

On a encore adopté les poûtres cintrées pour les fermes de tête du pont de la Cité (pl. II, fig. 10 et 11) bâti en 1802, sur la Seine, à Paris. Ce pont offre

deux arches de 31,8 mètres d'ouverture aux naissances sur 1,95 mètre de flèche. Les cintres sont composés de quatre cours de pièces de 27 centimètres d'écarrissage, boulonnés avec soin, et on a placé quelques contrefiches et quelques décharges qui se prolongent dans le parapet. Ce pont, dont la largeur d'une tête à l'autre est de 9,7 mètres, n'a point de fermes intermédiaires. L'intervalle des deux fermes de tête est occupé par une sorte de voûte à double courbure, composée de pièces jointives placées dans le sens de la longueur du pont, qui porte sur les deux fermes de tête, et qui, dans ce sens, à la même courbure qu'elles. Sa poussée latérale est retenue par des tirans de fer placés au-dessus et au-dessous qui s'opposent à l'écartement des têtes. Quand on fit le remblai dans les reins, un de ces tirans vint à casser, et cet accident peu important, puisqu'il provenait probablement de quelque défaut dans le fer, engagea à décharger les reins et à faire porter le pavé sur un plancher de niveau, soutenu par les fermes de tête, et qui ne prend aucun appui sur la voûte à double courbure.

Le pont dont on a déjà construit quelques arches à Seurre, sur la Saône (pl. II, fig. 8), offre une construction semblable à celle des ponts de Chazey et de Tournus. Ces arches, établies sur d'anciennes piles en maçonnerie, sont portées par cinq fermes espacées à 1,5 mètre de milieu en milieu, et formées de trois cours de pièces ayant 24 centimètres de largeur sur 38 de hauteur. Ces pièces sont taillées suivant un arc dont la flèche est de 3,5 mètres sur une ouverture de 28,9 mètres. Les poûtres portant le plancher, dont l'écarrissage est seulement de 24 sur 27 centimètres, sont soutenues par des contrefiches peu utiles, à raison de leur grande inclinaison, et par huit cours de moises pendantes composées de pièces de 19 à 21 centimètres d'écarrissage, serrées par des boulons. Les fermes sont entretenues d'une tête à l'autre par des liernes de 14 centimètres de grosseur, placées au droit de chaque cours de moises, et par des contrevents en fer posés sur les courbes.

On a élevé dans ces dernières années plusieurs ponts du même genre, et entre autres ceux de Bezons et de Choisy, sur la Seine, à peu de distance de Paris. Le dernier (pl. III, fig. 13 et 14) est composé de cinq arches portées sur des culées et des piles en pierre, de 3 mètres d'épaisseur au-dessus des retraites. L'ouverture des arches est de 20,5 mètres aux naissances, et leur flèche de 2,79 mètres. Elles sont composées de cinq fermes espacées à 1,75 mètre de milieu en milieu. Les trois cours de courbes dont les cintres sont formés ont 24 centimètres de largeur sur 25 centimètres de hauteur, et sont assemblés par

les moises pendantes et par des brides en fer posées dans leurs intervalles. Les sommiers du plancher sont portés sur ces moises. Les fermes sont réunies par deux cours de moises horizontales placées à égale distance des naissances et du sommet, par des contrevents en fer qu'on peut voir dans la coupe (fig. 14), et qui partent des naissances des fermes pour aller au sommet, et par les solives du plancher, qui sont recouvertes par deux rangs de madriers se croisant à angles droits. Les sommiers sont soutenus au-dessus de chaque pile par les cours de moises placés près des naissances des cintres, qu'on a eu la précaution de contreventer d'une tête à l'autre par des croix de Saint-André en fer. La fondation de ce pont a été commencée à la fin du mois de septembre 1809, et le passage a été livré au public à la fin de janvier 1811 (1).

Personne n'a donné plus d'extension à l'emploi des poûtres cintrées dans la construction des ponts de charpente, que M. Wiebeking, directeur-général des ponts et chaussées en Bavière, comme on peut en juger par la description qu'il a publiée des différents édifices de ce genre élevés sur ses dessins pendant les années 1807, 1808 et 1809 (2). Les bornes de cet ouvrage ne permettant pas de faire mention de tous ces ponts, nous ferons seulement connaître ceux qui nous ont paru les plus remarquables.

Le pont de Neuœttingen (pl. III, fig. 6), bâti en 1807 sur l'Inn, est le premier ouvrage où M. Wiebeking ait employé les poûtres cintrées. Il est composé de cinq arches portées sur des culées en pierre et sur des palées, et dont l'ouverture est de 31,23 mètres; la flèche est un peu plus du quinzième de cette ouverture. La largeur d'une tête à l'autre est de 7,6 mètres. Chaque arche est composée de deux fermes offrant trois cours de courbes de 32 à 36 centimètres de hauteur, sur 29 à 32 centimètres de largeur. Ces fermes sont assemblées d'une tête à l'autre par cinq cours d'entretoises composés chacun de pièces horizontales posées immédiatement les unes sur les autres, et en assez grand nombre pour occuper tout l'espace compris entre le dessus des courbes et les poûtres du plancher que ces entretoises servent à porter. A chacun de ces cours d'entretoises, et au milieu de leurs intervalles, on a placé un boulon en fer qui traverse toutes les fermes et même le poteau du parapet. Au-dessous des poûtres du plancher, qui sont au nombre de cinq, et placées dans le sens de la longueur

(1) On trouve une description détaillée et un dessin en grand du pont de Choisy à la suite de l'ouvrage intitulé : *Projet pour l'établissement d'une gare à Choisy*, Paris, 1810.

(2) Traité contenant une partie essentielle de la science de construire les ponts, Munich, 1810.

du pont, sont des contrevents en bois disposés dans un plan horizontal, et qui, dans l'intervalle de deux cours d'entretoises, se croisent d'une tête à l'autre du pont. Ces contrevents s'assemblent à leurs extrémités dans des pièces de bois posées verticalement dans l'angle rentrant formé à la jonction des cours de courbes avec les cours d'entretoises, et que M. Wiebeking nomme *piliers de tension*. Outre ces contrevents, on en a placé d'autres assemblés également dans ces piliers de tension, mais qui, en allant d'une tête à l'autre du pont, partent du dessous des courbes d'une ferme pour aller au-dessus des courbes de la ferme opposée, et qui sont par conséquent situés deux à deux dans des plans plus ou moins inclinés, suivant que les intervalles des moises qu'ils occupent sont situés plus ou moins près des naissances de l'arche. La charpente des arches qui portent sur les culées pénètre dans une sorte de chambre qu'on y a pratiquée sur une profondeur do 3,2 mèt. La partie à droite de la figure 5 montre que la naissance des courbes est reçue en partie sur une semelle établie sur la maçonnerie, et en partie sur des pièces posées horizontalement les unes sur les autres, et appuyées sur une file de pieux passant au travers de la maçonnerie et contrebuttés par de petites contrefiches. Les palées sont formées par une file de neuf pieux : ceux des extrémités d'aval et d'amont sont inclinés pour augmenter la stabilité des autres, et le dernier est recouvert d'un brise-glaces en fer. Tous les bois de ce pont ont été goudronnés, et on a cloué sur la face extérieure des fermes des madriers qui ne sont point représentés dans la figure. Le plancher a été couvert d'une couche de fumier sur laquelle on a répandu du gravier.

Le pont de Freysing, sur l'Isar, bâti en 1807 et 1808 (pl. III, fig. 8, 9 et 10), était composé de deux arches de 46,4 mètres d'ouverture sur 3,5 mètres de flèche. Sa largeur d'une tête à l'autre était de 7,6 mètres. Le nombre des fermes dans chaque arche était de trois, et chacune était composée de trois cours de pièces courbées suivant le cintre des arches, ayant depuis 35 jusqu'à 39 centimètres d'écarrissage, et de deux autres cours de pièces courbées sur un arc décrit d'un plus grand rayon et ayant 39 centimètres d'écarrissage. On voit sur la partie à droite de la figure que les premiers cours s'appuyaient sur le devant de la maçonnerie des culées, tandis que les autres y pénétraient et y étaient encastrés sur 4,8 mètres de profondeur, ce qui tendait à empêcher le déversement du pont. Les fermes étaient réunies d'une tête à l'autre par sept cours d'entretoises, composés, comme au pont de Neuœttingen, de pièces horizontales posées immédiatement les unes sur les autres, depuis le dessus des courbes jusqu'au dessous du plancher. Dans les intervalles compris entre les

naissances et le premier cours d'entretoises, on avait placé des contrefiches qui se croisaient en allant du dessous d'une ferme au-dessus de la ferme voisine, et qui faisaient ainsi l'effet de contrevents. Des pièces disposées de la même manière étaient aussi placées dans les intervalles des deux cours d'entretoises situés près des sommets des arches. Les fermes étaient traversées par des boulons en fer au droit de chaque cours d'entretoises. Le plancher était porté sur sept cours de poûtres posées parallèlement à l'axe du pont, au-dessous desquelles on avait placé des contrevents disposés horizontalement d'une ferme à l'autre dans les intervalles des cours d'entretoises. La palée sur laquelle les deux arches étaient appuyées (fig. 8 et 9), était formée de neuf pieux verticaux de 44 centimètres de diamètre qui avaient pris 4,3 mètres de fiche, et de deux pieux inclinés de 13 à 14 mètres de longueur, entourés d'une couche de gros blocs de graviers agglomérés, dont les joints étaient remplis en mortier de ciment. Des semelles posées horizontalement au-dessous des naissances, serrées par des boulons et portées sur trois anneaux de fer embrassant les trois pieux correspondants aux fermes, soutenaient les jambes de force dans lesquelles les extrémités des poûtres cintrées étaient assemblées. Ces jambes de force, faites de deux pièces, n'étaient pas appuyées immédiatement contre les pieux avec lesquels elles étaient cependant boulonnées : elles en étaient séparées par un revêtement en madriers de chêne en dedans duquel les intervalles des pieux étaient remplis par du beton. L'enveloppe de fascinages dont la palée était entourée la préservait des affouillements. Cet ouvrage a été brûlé entièrement dans la campagne de 1809; mais la reconstruction en a été commencée sur le même plan.

Le pont de Bamberg, construit en 1809, sur la Regnitz (pl. III, fig. 11 et 12), offre la plus grande arche que M. Wiebeking ait élevée. Son ouverture est de 71,8 mètres et sa flèche de 5,11 mètres. La largeur du pont d'une tête à l'autre est de 9,34 mètres. Il est établi dans un lieu où l'on avait construit un pont de pierre porté sur des piles très massives qui ont été affouillées. L'arche du pont de Bamberg est composée, comme celles du pont de Freysing, de trois fermes; mais les fermes placées aux deux têtes sont doubles, et la ferme placée dans l'axe, qui est égale à celles des têtes, est accompagnée de chaque côté par trois cours de courbes, qui en forment une ferme triple. Les fermes doubles des têtes et celle de l'axe sont composés aux naissances de cinq cours de courbes, mais les deux cours supérieurs s'arrêtent contre les sommiers, et au sommet de l'arche il n'y en a plus que trois. La hauteur de ces courbes varie depuis 36 jusqu'à 39 centimètres. Le fermes sont réunies d'une tête à l'autre par des cours d'entre-

toises semblables à ceux des ponts décrits ci-dessus, et par des contrevents placés dans chacun des intervalles de ces cours d'entretoises, et allant du dessous d'une ferme au-dessus de la ferme opposée. Les contrevents sont doubles dans ceux des intervalles qui touchent au sommet de l'arche.

Les trois ponts dont nous venons de parler suffisent pour faire connaître le genre de construction que M. Wiebeking a adopté. Tous ceux qu'il a élevés, dont on trouvera ci-après les noms et les principales dimensions, sont disposés d'une manière à-peu-près semblable. Celui qui diffère le plus des autres est le pont d'Ettringen, sur la Wertach : il offre une arche de 24 mètres d'ouverture sur 7,6 mètres de largeur, composée de trois fermes consolidées par deux autres fermes allant diagonalement d'une tête à l'autre, et se croisant au milieu du pont à la rencontre du sommet de la ferme placée dans l'axe. La plupart de ces ponts sont placés sur les routes les plus fréquentées de la Bavière, et donnent passage à des fardeaux très pesants, tels que la voiture de roulage attelée de dix-huit chevaux qui traversa le pont d'Ausbourg le lendemain du jour où il fut livré au public (1).

(1) Traité d'une partie essentielle de la science de construire les ponts, page 42.

TABLEAU des principales dimensions des ponts construits ou projetés par M. Wiebeking.

INDICATION DES PONTS.	Largeur des ponts.	Longueur de la voie.	Ouverture des arches.	Plus grand rayon des cintres.	Flèche des cintres après le tassement.	Rapport de l'ouverture à la flèche.	Longueur des courbes les plus longues.	ÉCARRISSAGE des courbes.	Flèche des courbes.	Rapport de la longueur des courbes à leur flèche.	Distance des entretoises de milieu en milieu.
	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.		mèt.	mètre.	mèt.		mèt.
Pont de Munich, projeté	11,68	101,00	83,49	195,81	5,84	14,30	. . .	0,364 à 0,389	. . .	. . .	3,50
Pont de Bamberg, bâti en 1809 sur la Regnitz	9,34	71,81	62,76	127,46	5,11	12,50	16,05	0,340 à 0,389	0,316	50,80	3,95
Pont de Scharding, bâti de 1808 à 1809, sur la Rott.	7,59	78,81	58,38	77,72	5,69	10,26	18,97	0,316 à 0,389	0,510	37,14	4,79
Pont de Freysing, bâti en 1807 et 1808, sur l'Isar, brûlé en 1809. . .	7,59	108,00	46,41	78,64	3,50	13,25	14,01	0,316 à 0,364	0,437	32,00	3,84
Pont d'Ausbourg, sur le Lech, bâti en 1807 et 1808. .	7,64	113,55	54,44	47,81	3,21	10,72	12,51	0,316 à 0,364	0,486	23,28	3,70
Pont d'Ettringen, sur la Wertach, bâti en 1808 et 1809	7,59	52,83	42,03	92,45	2,41	17,46	13,82	0,316 à 0,389	0,535	26,20	3,50
Fermes diagonales de ce pont.	. . .	. . .	49,33	106,58	. .	. . .	. . .	. . . . .	. . .	. . .	. . .
Pont d'Irsingen, sur la Wertach, bâti en 1808.	7,59	45,54	37,95	86,19	2,12	17,91	14,60	0,291 à 0,364	0,486	30,00	4,67
Pont de Neuœttingen, sur l'Inn, bâti en 1807, et brûlé en 1809.	7,59	172,51	51,23	60,72	2,04	15,29	17,81	0,316 à 0,364	0,729	24,40	5,25
Pont de Vilshofen, sur la Vils, bâti en 1809.	8,17	65,68	54,00	114,20	3,56	16,09	11,68	0,340 à 0,389	0,364	30,00	3,50
Pont d'Altenmarkt, sur l'Alz, bâti en 1809.	8,17	55,17	40,97	59,09	3,89	10,96	11,68	0,243	0,364	30,00	2,58

SECTION II.

DE L'ÉTABLISSEMENT DES PONTS DE BOIS.

Les dispositions qu'on doit adopter pour un pont de bois dépendent de la profondeur et de la rapidité de la rivière sur laquelle il est construit, de la hauteur des rives, de la violence des débâcles, de l'espèce et de la grandeur des bois dont on peut disposer. Dans une rivière tranquille, peu profonde, et qui n'est point sujette à de grandes crues ni à de fortes débâcles, on peut multiplier les palées sans beaucoup d'inconvénients, en prenant garde cependant à ne point gêner la navigation. Si c'est un torrent qu'on doit traverser, il faut tâcher de n'établir dans son lit que le plus petit nombre de points d'appui qu'il est possible; et si, comme cela arrive ordinairement dans ce cas, on peut avoir de longues pièces de sapin, on fera des travées légères et d'une grande ouverture. Dans les lieux où on ne construit qu'en chêne, et où ce bois est cher, on doit chercher au contraire à n'employer que les pièces les plus courtes et du plus faible écarrissage; et si la grande profondeur de la rivière ou la nature du fond n'y rendent pas l'établissement des fondations difficile, on pourra trouver de l'avantage à faire porter les ponts sur des piles de maçonnerie, qui ne laissent rien à craindre de l'action des glaces.

Des palées.

Les palées sont composées d'une et quelquefois de plusieurs files de pieux, battues dans la direction du courant. Quand la profondeur de la rivière n'est pas considérable, et que les travées ne sont pas fort élevées, les pieux peuvent être d'une seule pièce; mais, comme il est très important de leur faire prendre le plus de fiche qu'il est possible, les ponts de bois sont ordinairement établis sur de *basses palées*, c'est-à-dire sur des pilots récépés et moisés un peu au-dessous de basses eaux, et sur lesquels on assemble des poteaux qui portent le plancher. Ce genre de construction, bien préférable au premier, a l'avantage d'isoler l'une de l'autre deux parties de la palée, dont l'une exposée alternativement à l'humi-

dité et à la sécheresse, doit être souvent renouvelée, tandis que l'autre, constamment couverte d'eau, offre une très longue durée.

Les figures 1, 2, 3, de la planche IV font voir la manière dont les pieux qui forment les basses palées sont moisés entre eux et entretenus avec les poteaux. Les pièces de bois AA et BB qui forment les uns et les autres sont réunies par des broches en fer auxquelles on donne environ un mètre de longueur, et embrassées par des moises quadruples CC et DD, maintenues par des boulons alternativement horizontaux et verticaux. Le dessus des moises CC est situé au niveau de l'étiage. C'est à-peu-près de cette manière que les palées du pont Saint-Clair, à Lyon, sont établies. Quand la profondeur d'eau est très considérable, il peut être dangereux d'établir les palées sur une seule file de pilots ; alors on fait les basses palées doubles : on espace les deux rangs de pieux BB (fig. 4, 5 et 6) à un mètre environ, de milieu en milieu, on les embrasse sur la longueur par des moises DD, et on place de l'un à l'autre des entretoises E, sur lesquelles les poteaux sont portés ; et afin que les poteaux soient assurés par le pied, ils sont embrassés par un troisième cours de moises CC, boulonnées entre elles et avec les entretoises. Au pont de la Mulatière, à Lyon, on ne s'est point borné à faire les basses palées doubles, on a encore fait porter les fermes sur un double rang de poteaux, mais il est difficile d'en trouver de bonnes raisons : des pièces de 30 à 35 centimètres d'écarrissage ayant une force plus que suffisante pour résister au poids des fermes et du pavé, un double rang est inutile. Ce n'est que dans les rivières sujettes à charrier une grande quantité de glaces qu'on pourrait former de piles en bois de deux à trois mètres de largeur, garnies d'avant-becs et recouvertes de bordages qui les garantiraient des effets du choc et du frottement des glaces. Les bordages servent aussi à empêcher les arbres que le courant entraîne de s'arrêter dans les intervalles des pieux.

Dans les rivières où les glaces ne sont pas fort dangereuses, on se contente de préserver les palées de leur choc par des brise-glaces. Les uns sont formés (pl. IV, fig. 7 et 8) de deux rangs de pilots qui viennent aboutir au même point et qui supportent une pièce de bois inclinée, offrant une arête au courant : on les recouvre ordinairement avec des madriers. Les autres (fig. 9 et 10) sont composés seulement d'un rang de pieux moisés par le bas, et couronnés d'un chapeau incliné qu'on taille également de manière à lui faire diviser facilement les glaçons, et dont il est avantageux de garnir l'arête saillante par un prisme en fonte. Les brise-glaces sont ordinairement isolés des palées qu'ils garantissent, parce qu'on craint que les chocs qu'ils reçoivent ne nuisent à la solidité du pont.

Mais quand le pont est large, il n'y a aucun danger à assembler la palée avec le brise-glace, et ce dernier devient plus solide. On en peut voir un exemple dans la palée représentée dans la figure 14, et c'est ainsi que les palées du pont Saint-Clair (pl. II, fig. 3) ont été disposées.

Quand les glaçons sont en petit nombre, ou quand ils ont été rompus au passage de quelque autre pont, on peut se dispenser de construire des brise-glaces : on se borne alors à consolider la palée par une ou deux contrefiches portées sur des pieux (planche VI, fig. 12 et 16).

Les poteaux composant la partie supérieure des palées sont toujours couronnés par un chapeau, et si leur hauteur est considérable on doit en outre les maintenir vers le milieu par un ou plusieurs cours de moises horizontales. L'effet de ces moises se borne à entretenir le parallélisme des poteaux : pour en prévenir le déversement, il faut employer en outre des moises inclinés ou des décharges. On peut voir dans les figures 12, 14 et 16, différentes manières de les disposer.

Nous avons donné ci-dessus la description de la palée du pont de Fresingen (pl. III, fig. 9 et 10). L'expérience a prouvé que les palées de cette espèce qui résistent bien au choc des glaces, et qui sont préservées des affouillements par les fascinages qui en entourent le pied, offrent assez de solidité pour porter les plus grandes arches de charpente. Mais, malgré toutes les précautions possibles, les bois dont ces palées sont formées doivent être détruits avant ceux des arches qu'elles portent, et il nous paraît préférable d'établir ces arches sur des piles de maçonnerie, toutes les fois que la fondation n'en sera pas impraticable. Néanmoins, si cette fondation offrait trop de difficultés, et si on avait des bois assez longs pour former les grands pieux nécessaires à la construction de ces palées, on pourrait employer avantageusement la disposition adoptée par M. Wiebeking. On pourrait aussi, dans beaucoup de cas, construire les palées avec des cylindres en fonte, traversés par un poteau, ce qui leur donnerait la plus grande solidité.

Des travées et des arches.

Quand l'ouverture d'une travée n'est point au-dessus de 3 à 4 mètres (pl. IV, fig. 11 et 12), on établit le plancher sur des poûtres portées sur les chapeaux dont les palées sont couronnées. On donne alors aux pieux comme aux poûtres 30 à 32 centimètres d'écarrissage.

Quand la distance des palées est de 5 à 7 mètres, les pièces de 32 centimètres d'écarrissage ont encore assez de force pour porter les poids du plancher et celui

des voitures. Cependant il est prudent de les soutenir par des contrefiches inclinées, sans lesquelles ces travées ne pourraient durer longtemps.

Lorsque l'ouverture des travées devient plus considérable, il faut soutenir le milieu des poûtres par des soupoûtres supportées par des contrefiches (fig 13 et 14). Cette disposition peut être adoptée pour des travées de 8 à 9 mètres; on peut également s'en servir quand elles ont 10 et 11 mètres : mais alors il faut composer les poûtres de deux pièces assemblées au milieu, et placer une autre soupoûtre sur le chapeau qui couronne la palée. Une grande partie du poids de la travée est alors portée par les contrefiches, et l'on a soin d'empêcher ces pièces de plier par le moyen d'une et quelquefois de deux moises.

Il est rare qu'on emploie le système des soupoûtres et des contrefiches pour des travées plus grandes. Cependant, dans les pays où les bois de 32 à 35 centimètres d'écarrissage se trouvent facilement et ne sont pas très chers, on peut encore appliquer ce système à des travées de 12, 15 et 16 mètres (pl. IV, fig. 15 et 16). Mais alors il faut employer deux contrefiches, dont l'une porte la soupoûtre du milieu de la ferme, et l'autre extrémité de celle placée sur le chapeau de la palée. Ces contrefiches sont maintenues par deux moises. Les soupoûtres sont liés aux poûtres par des boulons, dont l'extrémité taraudée et garnie d'un écrou permet de serrer fortement les deux pièces.

Si l'ouverture d'une travée allait jusqu'à 20 ou même 25 mètres, on pourrait encore employer la disposition représentée dans la figure 15, en formant les soupoûtres et les contrefiches de pièces doubles ou triples. Mais les bois, employés de cette manière, sont loin de résister aussi avantageusement qu'ils pourraient le faire, puisque les pressions auxquelles ils sont exposés agissent perpendiculairement à la longueur des pièces, tandis qu'on pourrait disposer le système de manière à ce que la charge se trouvât décomposée dans le sens de cette longueur. Aussi, dans ce genre de construction, est-on obligé de multiplier les fermes et de se servir de bois très gros, ce qui entraîne inutilement des dépenses considérables. Il paraît actuellement généralement reconnu que la meilleure manière d'employer les bois dans les ponts de charpente est de former des cintres avec des cours de courbes assujéties les unes sur les autres : on s'est trouvé conduit à préférer cette disposition, après en avoir essayé beaucoup d'autres, ou entièrement défectueuses, ou moins bonnes, et ce résultat d'une longue expérience peut être justifié par l'analyse des différents systèmes de charpente employés pour les grandes arches.

Soit A et B (pl. VIII, fig. 16) deux points d'appui qu'il s'agit de réunir par

une grande ferme de charpente, et observons que cette ferme, outre son propre poids, doit porter celui du plancher, qu'on peut considérer comme distribué uniformément sur sa longueur. La première idée qui se présentera est d'établir sur les deux points d'appui un solide en bois, dont la forme soit telle qu'il résiste également dans tous ses points à ce double effort : et en se rappelant les notions qui ont été données dans la note du chapitre précédent [III], sur les solides d'égale résistance, on concevra que celui-ci devra présenter à-peu-près la forme ACB indiquées dans la figure. Observons ensuite que, si ce solide vient à plier, les fibres situées vers les faces supérieures seront comprimées, tandis que les fibres situées vers les faces inférieures seront étendues, de sorte qu'on peut tracer dans l'intérieur du solide deux lignes ca et cb qui sépareront les fibres comprimées des fibres étendues, et que la résistance du solide s'exerce par le moyen de pressions dirigées dans le sens des lignes pm, pn, et de tensions dirigées dans le sens des lignes $p'm'$, $p'n'$, efforts dans lesquels cette résistance consiste uniquement, et qui sont d'autant plus considérables suivant chacune des lignes pm et pn, $p'm'$ et $p'n'$, que ces lignes sont plus rapprochées de la surface du solide, et plus éloignées de la ligne acb.

Il est aisé de tirer parti de ces premières notions. On en concluera d'abord qu'il faut disposer les pièces dont le solide sera formé dans le sens des lignes suivant lesquelles s'exercent les pressions et les tensions ; car, de toutes les manières d'employer le bois, la plus avantageuse est de le mettre dans le cas d'être pressé ou tiré dans le sens de sa longueur. On observera ensuite qu'il y a de l'avantage, en employant la même quantité de pièces, à les écarter les unes des autres, à ne pas faire le solide plein, et à augmenter sa hauteur. En effet, l'effort de la charge que supporte ce solide peut être assimilé à celui d'un certain poids suspendu au point C, et qui se décompose en deux forces dirigées de ce point vers les points d'appui A et B : or, quand le point C est plus élevé par rapport aux points A et B, les deux composantes du poids faisant un angle moins grand, ont une valeur moins considérable, et produisent des pressions moins fortes.

On se trouve conduit par ces considérations au système de charpente représenté en A (pl. VIII, fig. 17), qui est celui des ponts de Schaffouse et de Wettingen. Les fermes de ces ponts ont la forme qui conviendrait à un solide d'égale résistance, et les bois y sont disposés exactement dans le sens des pressions et des tensions qui s'exerceraient dans ce solide : mais on a supprimé les pièces qui se seraient trouvées dans le voisinage de la ligne acb (fig. 16), parce

que, n'ayant presque aucun effort à faire, elles auraient augmenté la charge sans utilité. On peut remarquer que les pièces qui résistent aux pressions sont en beaucoup plus grand nombre que celles qui résistent aux tensions, ce qui tient à ce que le bois tiré dans le sens de ses fibres a beaucoup plus de force que celui qui est comprimé dans le même sens.

La charpente de ces ponts porte sur les culées, mais n'exerce contre elles aucun effort qui tende à les renverser, la poussée étant retenue par la tension de la poûtre inférieure. En rendant les culées capables de résister à la poussée, on pourrait donc, sans rien changer à la nature du système, supprimer cette poûtre. Cette idée conduit à la disposition représentée en B (fig. 17), qui est celle du pont de Kandel. Une légère modification dans cette disposition donne la combinaison représenté en C, qui est celle du pont que nous avions projeté pour Lyon.

Cette dernière a sur les précédentes un grand avantage, parce que les contrefiches réunies et assujéties entre elles pour former un arbalétrier, résistent beaucoup mieux que quand elles sont isolées, surtout si chacune d'elles ne devait pas être faite d'un seul morceau. Mais cet avantage est compensé par un inconvénient : en effet, l'effort de la charge du pont peut être considéré comme celui de plusieurs poids attachés aux moises pendantes : dans les systèmes A et B, l'effort du poids suspendu à chaque moise est reporté vers les points d'appui, et soutenu presque entièrement par la pièce inclinée qui aboutit à l'extrémité supérieure de la moise ; car ce poids se décompose à cette extrémité en deux forces, l'une agissant dans le sens de cette pièce, et l'autre dans le sens du sommier, et ne tend point à faire plier les autres coutrefiches saisies par la moise ; ces contrefiches ne supportent donc toutes que des pressions longitudinales, tandis que, dans le système C, outre les pressions longitudinales qui sont les mêmes qu'en B, l'arbalétrier doit encore supporter des pressions transversales ; puisque le poids porté par la moise se décompose alors en deux forces, l'une agissant dans le sens de l'arbalétrier, et l'autre perpendiculairement à cet arbalétrier.

Cette observation conduit à une nouvelle modification. Comme les bois plient d'autant moins facilement qu'ils sont moins longs, on doit trouver de l'avantage à substituer à deux arbalétriers un système de trois pièces ; et quoique ces pièces faisant entre elles des angles plus obtus, la charge se trouve décomposée en pressions longitudinales plus fortes, on doit gagner plus par la diminution de leur longueur qu'on ne perd par l'effet de l'augmentation des pressions. On obtient ainsi le système D, qui est celui du pont construit par Palladio sur le

Cismone. En mettant comme en E quatre arbalétriers au lieu de trois, on augmenterait encore leur force ; et en multipliant ainsi le nombre des arbalétriers et diminuant leur longueur, on aura bientôt des pièces trop courtes pour pouvoir plier, comme on le voit en F, et qui ne pourraient céder qu'en s'écrasant. C'est la disposition des arches projetées par Perronet pour le pont de la Salpétrière, et de celles exécutées à Lyon au pont de la Mulatière. Afin de montrer clairement en quoi pêchent ces derniers systèmes, nous allons faire sur la nature des constructions en charpente quelques observations qui trouvent ici naturellement leur place.

Quelle que soit la combinaison d'une construction en charpente, elle a toujours pour objet de transmettre de certains efforts à des points d'appui par le moyen d'un système de leviers assujétis les uns aux autres. Or, on peut distinguer dans un pareil système deux espèces d'équilibres différents, que nous désignerons sous les noms d'*équilibre de position*, et d'*équilibre de résistance*. L'équilibre de position a lieu quand les efforts exercés sur chaque levier sont tellement combinés avec leurs situations respectives, que le système ne tend à prendre aucun mouvement : c'est celui qui fait l'objet de la statique, et dont cette science apprend à régler les conditions. L'équilibre de résistance consiste en ce que chaque levier, qui dans la statique est considéré comme une ligne inflexible, ait physiquement la force nécessaire pour résister aux pressions qui s'exercent sur lui : les conditions de ce dernier équilibre sont l'objet de la théorie de la résistance des solides ; et d'après ce qu'on a vu dans la note du chapitre précédent, on pourra toujours exprimer ces conditions avec une exactitude suffisante dans les constructions faites en bois de chêne.

Remarquons à présent qu'un système de leviers peut être maintenu en repos par deux moyens très différents : 1° on peut le disposer de manière à ce que les conditions de l'équilibre de position, telles qu'elles seraient données par les formules de la statique, se trouvent exactement satisfaites ; 2° on peut tellement assujétir ces leviers entre eux par des assemblages, ou par des pièces auxiliaires telles que des moises ou des contrefiches, qu'il leur devienne impossible de changer de situation les uns par rapport aux autres, tant que la résistance de ces assemblages est supérieure aux efforts qui tendent à faire varier la forme du système. Dans ce dernier cas, il n'est plus besoin de s'occuper de satisfaire aux conditions de l'équilibre de position, le système doit être regardé comme fait d'une seule pièce, et l'équilibre de résistance doit seul être pris en considération.

Appliquons ces idées aux ponts de charpente, et soit pris pour exemple le

système représenté en F. En ayant seulement égard à la charge de la charpente et du pavé, on pourra mettre les leviers dans la situation qui convient à l'équilibre de position, en sorte que leur système ne tende point à changer de forme sous la charge. Mais il faut remarquer : 1° que l'équilibre se trouvera fréquemment dérangé par le passage des voitures ; 2° que cet équilibre n'étant point stable (1), le plus léger dérangement entraînera la chûte du pont ; d'où on est forcé à conclure que, dans les systèmes de leviers qui composent des fermes de pont, l'équilibre de position ne peut jamais être satisfait, et qu'il ne suffirait point qu'il le fût. Il est donc absolument nécessaire que ces leviers soient assujétis et assemblés les uns aux autres, et qu'à chaque articulation l'assemblage s'oppose à la variation de leur angle avec une force égale ou supérieure à celle qui tend à faire varier cet angle d'après l'effet produit par la charge. Ainsi le système de la charpente d'un pont doit nécessairement se trouver, par la nature des choses, dans le second des deux cas distingués dans l'alinéa précédent : la considération de l'équilibre de position ne peut jamais être employée que pour s'assurer que les assemblages aux articulations ont la force convenable pour s'opposer à tout changement de forme ; cette condition indispensable remplie, le système change de nature, il doit être regardé comme ne faisant qu'une seule pièce, et sa résistance évaluée en conséquence.

En examinant les systèmes A, B et C de la figure 17, on voit que, de quelque manière que la charge y soit distribuée, il ne tend à s'y faire aucun changement de forme, et, parmi les divers assemblages de charpente, celui qui a la forme d'un triangle est le seul qui jouisse de cette propriété. On devra donc ramener tout autre système à celui-ci, en fortifiant convenablement les articulations, à l'exception de celle du sommet, de sorte qu'il faudra toujours, quelle que soit la disposition d'une ferme, que ses deux moitiés puissent être considérées comme deux arbalétriers faits d'une seule pièce, qui viennent butter au sommet l'un contre l'autre : c'est la condition indispensable pour que le système ait de la stabilité, et aucun pont ne peut substituer si cette condition n'est point remplie.

Or, dans le système de deux arbalétriers buttant ainsi l'un contre l'autre, il

(1) On sait que les conditions de l'équilibre d'un système de leviers chargés de corps pesants sont les mêmes que celles du polygone funiculaire : l'équilibre est stable dans ce dernier système, et n'est qu'instantané dans le premier (Voyez le Traité de Mécanique de M. Poisson, tome 1er, page 258 ; tome II, page 299 ; et la Mécanique analytique).

est aisé de concevoir que la charge se décompose en pressions dirigées dans le sens de leur longueur, suivant deux lignes menées de chaque côté du sommet de la ferme aux naissances. Il faut donc que la résistance de ces arbalétriers puisse faire équilibre à ces pressions, et on devra, pour apprécier cette résistance, considérer les arbalétriers comme posés debout, et chargés verticalement d'un poids égal aux pressions dont nous venons de parler.

On voit d'après cette considération combien il est désavantageux que les deux moitiés d'une ferme soient divisées en un grand nombre d'articulations qui forment, pour ainsi dire, autant de points de rupture préparés à l'avance, et qui ne leur laissent de résistance que celle qui provient de la force des assemblages. Il peut être facile de donner à ces assemblages à chaque articulation assez de force pour rendre le système invariable de forme ; mais, ainsi que l'expérience le prouve, il est très difficile (et même impossible quand le nombre des leviers est considérable) de les fortifier assez pour procurer à chaque moitié du cintre une résistance capable de faire équilibre à la pression qui s'exerce dans le sens de sa longueur (1). C'est par cette raison que les systèmes D, E, F (pl. VIII, fig. 17), deviennent de plus en plus désavantageux à mesure que le nombre des arbalétriers augmente, et finissent même par être entièrement inexécutables.

On obtient une combinaison plus solide en disposant des arbalétriers, comme on le voit en G, suivant des polygones dont les angles des uns répondent aux milieux des côtés des autres, parce que, si chaque moitié de l'arche cédait aux pressions qui s'exercent du sommet aux naissances, non seulement les assemblages des articulations fléchiraient, mais encore les arbalétriers plieraient et rompraient au milieu de leur longueur. Cependant il faut observer que le cours d'arbalétriers ne pouvant jamais être assujétis bien solidement les uns aux autres, puisqu'ils ne se touchent que par un petit nombre de points, il peut se produire une certaine flexion dans leur ensemble sans que chaque pièce vienne à plier sensiblement ; et, pour que cela arrive, il suffit que chaque moise se déverse un peu de sa position, en sorte que les pièces du polygone, situé du côté de la face concave, ne soient point obligées de se raccourcir, et celle du polygone, situé du côté de la face convexe, ne soient point obligées de s'allonger, comme elles le feraient lors de la flexion si elles étaient parfaitement liées entre elles. Or, il est impossible d'exécuter les entailles des moises avec la perfection nécessaire pour que ce déversement ne

(1) Voyez la note 1re à la fin du chapitre.

puisse pas avoir lieu : donc le système G, quoique bien préférable au système F, laisse encore beaucoup à désirer. Le système G est, comme on l'a vu dans le chapitre précédent, celui que Perronet employait pour les cintres des ponts de pierre.

Mais si, au lieu de former les arbalétriers avec des pièces droites qui ne peuvent se toucher qu'à leurs extrémités et au milieu de leur longueur, et dont l'ensemble peut fléchir sensiblement sans que cette pièce en particulier soit obligée de plier, on emploie comme en H des pièces courbes juxta-posées, assujéties et serrées par des moises et par des boulons, et dont les joints des extrémités ne se rencontrent point vis-à-vis les uns des autres, la nature du système se trouve totalement changée, et il reçoit une très grande amélioration : car on ne peut faire plier le cintre H sans faire fléchir dans tous leurs points les pièces dont il est formé; la force des assemblages des extrémités de ces pièces ne s'oppose donc plus seule à la flexion de chaque moitié du cintre; la résistance que les bois présentent est pour cette flexion un second obstacle bien plus puissant que le premier et toute flexion devient même entièrement impossible quand cette résistance est suffisante, sans qu'il soit besoin de s'occuper de la manière plus ou moins solide dont les assemblages des extrémités sont exécutés. La disposition H offre, quant à la force avec laquelle chaque moitié du cintre résiste à la pression longitudinale qui s'exerce sur elle, la même résistance que le système C : elle est tout aussi invariable de forme que ce dernier, et bien plus avantageuse, en ce que la courbure donnée à chaque arbalétrier ne laisse rien à craindre de la part des pressions transversales auxquelles il est soumis, et qu'il n'y a plus lieu même à considérer ces pressions (1).

Les figures 17 et 18 de la planche IV représentent une arche projetée d'après ces principes pour une ouverture de 40 mètres. Les fermes sont espacées à 2 mètres de milieu en milieu. Le cintre est composé de quatre cours de courbes serrées par des boulons et placées de manière à ce que leurs joints ne se rencontrent point les uns vis-à-vis des autres. Il porte le plancher par le moyen de moises pendantes, qu'il nous semble convenable de placer verticalement plutôt que perpendiculairement à la courbe, et on peut admettre comme un principe général que, dans tout système de charpente, chaque pièce doit toujours être posée exactement dans le sens de l'effort qu'elle supporte. Ces moises pendantes

(1) Voyez ci-dessous le dernier paragraphe de cette section, pour la manière dont une pièce cintrée résiste à une charge agissant perpendiculairement à sa courbure.

sont saisies par des moises horizontales posées sur les cintres et qui maintiennent l'écartement des fermes. Les cours des moises horizontales et verticales ne doivent jamais être espacés à plus de 5 mètres.

Quand l'ouverture des arches est considérable, le mouvement des voitures, et quelquefois même la seule action du vent, y occasionnent des oscillations dans le sens horizontal qui fatiguent beaucoup la charpente, et peuvent devenir très dangereux : on doit s'attacher avec le plus grand soin à les prévenir. Si une arche plie dans le sens de sa largeur, les moises horizontales, qui étaient d'abord parallèles entre elles, deviendront normales à la courbure que l'arche aura prise; elles auront donc changé de position les unes par rapport aux autres : ainsi on s'opposera à la flexion de l'arche, si on dispose des pièces qui maintiennent ces moises dans leurs positions respectives. On voit sur le plan représenté à moitié au bas de la figure 17, des contrevents placés pour cet effet dans l'intervalle des cours de moises.

Dans les oscillations d'une arche, le système entier de sa charpente peut participer au mouvement, ou bien les oscillations peuvent n'être que partielles : par exemple, le plancher peut, jusqu'à un certain point, se mouvoir indépendamment du cintre. Il est encore très important de s'opposer à ces effets. C'est par cette raison que nous avons placé, entre les premiers cours de moises pendantes près des naissances, des contrevents inclinés qui assurent la liaison du plancher et du cintre ; et il paraît que cette disposition acheverait de donner à l'arche toute la solidité et la stabilité qu'on peut désirer. Il n'est pas besoin de dire que les assemblages de toutes ces pièces doivent être assurés par des boulons, sans quoi elles ne produiraient point les liaisons qu'on veut obtenir.

Il ne nous reste plus qu'un mot à ajouter sur la manière dont on doit considérer la poussée des arches en charpente du genre de celles dont nous venons d'indiquer la construction, et sur le tassement dont elles sont susceptibles. Si le bois ne pouvait souffrir aucune compression, et si l'exécution du travail pouvait être assez parfaite pour qu'il n'y eût aucun vide dans les assemblages, et que toutes les pièces portassent exactement les unes contre les autres, il n'y aurait aucun tassement, et la force des bois étant censée capable de résister à la charge, il ne se produirait aucune flexion ; le cintre se comporterait donc comme une seule pièce posée sur deux appuis, et n'aurait aucune poussée. Cette perfection dans la qualité des matériaux et dans l'exécution de l'ouvrage n'ayant point lieu dans la pratique, il arrive qu'au moment où une arche vient d'être posée et abandonnée à elle-même, il tend à s'y faire un certain tassement.

Si ce mouvement pouvait s'opérer librement, et la corde de l'arc s'allonger sans obstacles jusqu'à ce que les assemblages fussent tendus, le tassement s'arrêterait de lui-même, et l'arche n'aurait plus alors aucune poussée. Mais comme elle est toujours contenue par des obstacles qui ne permettent pas à sa corde de s'allonger ainsi, ces obstacles éprouvent nécessairement une certaine pression.

La manière la plus simple d'évaluer cette pression est d'assimiler l'arche de charpente à une voûte en pierre, et d'examiner la poussée horizontale que cette voûte produirait d'après son poids et le rapport de la flèche à l'ouverture. On aura ainsi, non la véritable valeur de la poussée du cintre, mais une limite au-dessous de laquelle cette poussée reste toujours, et d'après laquelle on pourra régler les dimensions des piles et des culées.

Quoique les arches de charpente soient contenues à leurs naissances dans des obstacles invincibles, et que, leur corde ne pouvant s'allonger, le sommet ne puisse pas s'abaisser, elles éprouvent cependant toujours un léger tassement, analogue à celui des voûtes en pierre, et auquel il faut avoir égard dans la construction. D'après les observations de M. Wiebeking (1), en représentant par c l'ouverture d'une arche, et par f sa flèche, l'abaissement au milieu exprimé en mètres est donné par la formule

$$0{,}02\,\frac{f}{c};$$

mais il faut remarquer que ces observations ont été faites sur des ponts en sapin; et, pour des cintres en chêne, le tassement doit être moins considérable. Cette formule donne le tassement qui a lieu immédiatement après la construction : il augmente avec le temps par l'effet de l'altération des bois.

Des planchers et des parapets.

Les planchers des ponts de bois se construisent de plusieurs manières. On les couvrait presque toujours autrefois d'un pavé posé sur une forme de sable : mais on a reconnu qu'il en résultait une charge très considérable, et que l'humidité que ce pavé entretenait sur les madriers tendait à les faire pourrir promptement, ainsi que les poûtres sur lesquelles ils étaient portés, et on préfère couvrir seulement ces madriers d'un faux plancher qui les empêche de s'user par le frottement des roues des voitures, et qu'on renouvelle quand cela est nécessaire.

(1) Traité d'une partie essentielle de la science de construire les ponts, page 125.

La fig. 19, pl. IV, représente la coupe d'un plancher disposé pour recevoir un pavé. Il est formé par des pièces de pont dont l'écarrissage est de 20 à 25 centimètres, légèrement entaillées à la rencontre des sommiers auxquelles elles sont attachées par des chevilles en fer, et dont elles maintiennent l'écartement. Les intervalles des pièces de ponts sont remplis par des madriers dont l'épaisseur est seulement de 10 à 12 centimètres, et qui sont également cloués sur les sommiers. Ces intervalles sont ordinairement de deux mètres, et on a soin de prolonger les pièces et de pratiquer à leur extrémité un tenon sur lequel vient s'assembler une contrefiche qui consolide les poteaux du parapet, et qui se prolonge un peu plus loin pour empêcher l'eau de s'arrêter dans cet assemblage. Ces poteaux sont encore appuyés en dedans par une autre contrefiche qui s'assemble également dans la pièce de pont. Ils sont entretenus dans le sens de la longueur du pont par deux cours de lisses horizontales, dont l'une, placée sur leurs têtes, est posée en recouvrement. En dedans, et contre le pied des poteaux du parapet, on applique des pièces nommées garde-sable, qui contiennent le pavé et le sable sur lequel il est posé.

On peut remarquer que dans ce plancher, qu'on voit aussi fig. 13 et 14, les sommiers sont entièrement recouverts, soit par les pièces de pont, soit par les madriers. L'humidité y séjourne donc continuellement, et on trouve en démolissant les anciens ponts le dessus et l'intérieur de ces sommiers totalement pourris, tandis qu'à l'extérieur ils paraissent encore très sains. Ce défaut essentiel a été évité dans le plancher représenté fig. 20. La plate-forme de madriers est portée sur des solives de 25 à 30 centimètres d'écarrissage, espacées à un mètre environ. Ces madriers doivent alors être posés dans le sens de la longueur du pont; mais le doublage dont il sont recouverts l'est transversalement, ce qui est nécessaire pour empêcher les pieds des chevaux de glisser sur le bois. Non seulement ce dernier plancher a l'avantage de laisser circuler de l'air autour des sommiers, mais encore il permet d'éloigner les fermes plus qu'on ne peut le faire en employant celui de la fig. 19.

On substitue quelquefois aux parapets en bois qu'il est d'usage de construire sur les ponts de charpente, des balustrades en fer. Elles sont composées de montants qui doivent traverser les solives du plancher et le sommier de la ferme, sur lesquels elles portent par le moyen d'une embâse, et recevoir en dessous un écrou qui sert à les maintenir. Ces montants sont consolidés en outre par des consoles, et leurs intervalles sont remplis, soit par une lisse qui les traverse dans leur milieu, soit par des fers posés diagonalement.

On a proposé, pour conserver les bois des ponts de charpente, de couvrir les madriers du plancher en lames de plomb ou de cuivre, et il paraît que la plus longue durée que cette précaution leur procure, peut compenser et au-delà la dépense qu'elle exige. M. Aubry propose, en abandonnant les bois du plancher, de couvrir seulement les sommiers d'une lame de plomb excédant de chaque côté de 7 à 8 centimètres la largeur de la pièce, et dont les abords seraient pliés en revers d'eau (1).

De la manière d'évaluer la force des bois dans les ponts de charpente.

Les bois employés dans les ponts se trouvent dans des circonstances particulières. Outre les poids de la charpente et du pavé qu'on établit quelquefois sur le plancher, dont l'effort se fait sentir constamment, ces bois doivent encore supporter la charge des voitures qui n'agit sur chaque partie du pont que momentanément. Si le poids d'un charriot est capable de faire plier quelques pièces, elles peuvent se redresser en liberté quand il est passé, et il paraît, au premier coup-d'œil, qu'il suffit, pour que les pièces aient la force convenable, que les flexions qu'elles éprouveraient ne soient pas assez grandes pour altérer sensiblement leur élasticité et pour les mettre hors d'état de se redresser quand la charge a cessé d'agir. Cependant on ne peut douter que des flexions et des redressements alternatifs, fréquemment renouvellés, n'aient pour effet de fatiguer les fibres du bois et d'en détruire la liaison. A la vérité, chaque flexion ne fera éprouver à la pièce qu'une perte très petite sur son élasticité; mais ces pertes multipliées s'ajoutent les unes aux autres, et au bout d'un certain temps composent une somme finie. Au reste, on ne connaît point d'expériences qui puissent faire juger de la loi suivant laquelle l'élasticité d'une pièce peut décroître avec le temps, quand elle est ainsi exposée à l'effort d'une charge qui agit momentanément, et que cette pièce est libre de se redresser après avoir fléchi sous cet effort. Mais, quoiqu'on ne puisse prononcer qu'avec réserve sur des questions aussi délicates, il y a lieu de croire qu'une charge qui agit de cette manière est moins dangereuse que la même charge qui agirait constamment; de sorte que, si la résistance des pièces a été calculée de manière à supporter l'effort du poids des plus lourdes voitures, en supposant ce poids immobile, on n'aura point à craindre que le pont vienne à périr par défaut de force dans les bois; c'est le principe que nous adopterons ici.

(1) Mémoires sur différentes questions, etc., page 9.

Lorsque les bois sont secs et de bonne qualité, et qu'on les emploie à couvert dans des édifices où l'air est suffisamment renouvelé, mais participe peu aux variations hygrométriques de l'atmosphère, ces bois, à moins que les vers ne s'y mettent, ne s'altèrent que très lentement. On a des exemples, surtout dans les climats secs, que des charpentes d'église ont duré un grand nombre de siècles (1). Il n'en est pas de même des bois exposés à l'air, et surtout à l'air humide qui se trouve sur la surface des rivières. Les alternatives d'humidité et de sécheresse occasionnant un mouvement continuel dans les fibres, en entraînent au bout d'un petit nombre d'années la désorganisation. Cette cause d'altération n'est point de nature à être soumise au calcul, et ses effets dépendent d'ailleurs de circonstances trop variables pour qu'on puisse tenter avec quelque succès de les assujétir à des lois générales. Nous ferons seulement quelques remarques sur ce sujet.

On sait par les expériences de Buffon (2) que, tant que les arbres croissent, les différentes parties du tronc ont d'autant plus de force, et sont d'une qualité d'autant meilleure, qu'elles sont plus voisines du cœur; qu'au terme de la croissance, toutes les parties ont acquis à-peu-près le même degré de perfection, et qu'enfin, lorsqu'un arbre est sur le retour, c'est par le cœur qu'il commence à s'altérer, de sorte que les parties voisines de la circonférence sont alors les plus solides. On a reconnu que, dans les pièces qui ont ainsi commencé à s'altérer par le cœur, cette altération fait des progrès continuels, et que la carie se communique de proche en proche jusqu'à ce que toute la pièce soit entièrement pourrie. Il faut donc éviter soigneusement de mettre en œuvre des bois qui se trouveraient dans ce cas, et on y parvient plus facilement en s'assurant par quelques essais de la grosseur à laquelle arrivent ordinairement les bois d'une forêt, et en n'employant que des pièces un peu au-dessous de cette grosseur. Quelques personnes même, pour s'ôter toute inquiétude à cet égard, ne veulent se servir que de bois refendus par le cœur, et cette précaution ne peut qu'être utile, quoique les bois refendus, où quelques fibres peuvent avoir été tranchées, offrent souvent un peu moins de résistance que les autres.

Si les bois employés dans un pont ne s'altèrent point dans l'intérieur, et si de

(1) Parmi les fermes du comble de Saint-Paul hors des murs, à Rome, on en voit quelques-unes qui ont été posées en 816 (Traité de l'art de bâtir, par M. Rondelet, tome IV, page 169). Ces fermes sont en sapin.

(2) Histoire naturelle, partie expérimentale, onzième mémoire.

plus on les suppose à l'abri des atteintes des vers, ils n'auront plus à souffrir que par les alternatives d'humidité et de sécheresse. Or, leurs effets commencent nécessairement à se faire apercevoir à la surface, puisque les fibres situées à l'extérieur peuvent se charger plus facilement que les autres d'une portion de l'eau en suspension dans l'atmosphère, et qu'elles peuvent aussi la lui restituer plus facilement quand l'air a pris plus de chaleur ou plus de densité. C'est donc à la surface que les fibres éprouveront des alternatives plus fréquentes et plus marquées de tension et de relâchement, et que leur désorganisation sera plus prompte. Des fibres ainsi détruites ont perdu toute leur élasticité, et ne contribuent plus en rien à la résistance des pièces : il arrive la même chose que si on en avait diminué l'écarrissage, en retranchant sur chacune de leurs faces. On peut donc considérer les bois employés dans les ponts comme perdant chaque année une portion de leur écarrissage, et par conséquent de leur résistance : la chûte du pont arrivera quand cette résistance ne sera plus en équibre avec la charge, qui reste toujours à-peu-près la même; et on voit que cette chûte sera d'autant plus reculée, que l'excès de la grosseur qu'on aura donnée aux bois sur celle qui leur aurait suffi pour faire équilibre à cette charge sera plus considérable. D'ailleurs, la longueur des bois restant la même, leur résistance augmente dans un plus grand rapport que leur volume ou que leur poids : donc, le même pont durera d'autant plus longtemps, que l'écarrissage des bois sera plus considérable. Mais la dépense augmente avec cet écarrissage, et en examinant s'il y a quelque avantage à faire une dépense première plus considérable dans la vue d'obtenir une plus longue durée, on reconnaît qu'il n'y en a aucun (1),

(1) Soit a l'écarrissage qui convient aux bois pour que leur résistance soit en équilibre avec la charge, et supposons que chaque année la pourriture a pour effet de diminuer les dimensions en largeur et en épaisseur d'une certaine quantité $= k$, en faisant abstraction de ce qu'elle peut retrancher aussi sur la longueur. Admettons maintenant qu'on ait donné aux bois un écarrissage primitif $= a + nk$, de sorte que le pont pourra durer n années. En observant que la dépense est à-peu-près proportionnelle au volume des bois, son expression sera $A\ (a + nk)^2$, A étant un coefficient constant, d'où il suit que la dépense annuelle sera exprimée par $\frac{A\ (a + nk)^2}{n}$. En égalant à zéro la différentielle de cette fraction prise par rapport à n, on trouve pour cette quantité les deux valeurs $n = \frac{2k - a}{k}$, $n = -\frac{a}{k}$: la première donne le *maximum* et la seconde le *minimum*. Mais comme on ne peut employer dans la question que des valeurs positives pour n, il faut conclure que celle qui rend la dépense annuelle la plus petite possible est $n = 0$. D'où il suit qu'il ne peut y avoir aucune économie à rendre les bois

et que, pour dépenser le moins possible, on doit régler les dimensions des bois de manière à mettre seulement leur résistance au-dessus de l'équilibre. Si on fait ces dimensions plus fortes, ce sera uniquement pour éviter d'avoir à renouveler trop souvent la charpente, ce qu'il est quelquefois impossible de faire sans interrompre le passage. C'est donc à tort que les anciens constructeurs s'efforçaient de multiplier les bois, et d'employer les plus grosses pièces qu'il était possible de trouver. La véritable économie consiste à n'employer que la quantité des bois exactement nécessaire pour résister à la charge.

A l'égard de la manière dont les dimensions des bois doivent être réglées, cet objet ne pourra, d'après ce qui a été dit ci-dessus, présenter aucune difficulté, en calculant la charge à laquelle chaque pièce est exposée d'après le poids de la partie de la charpente du pont qu'elle supporte, et d'après celui d'une voiture, qu'il faudra supposer placée dans la situation la plus favorable pour en occasionner la flexion. Ces calculs ne pouvant embarrasser personne, surtout avec le secours des exemples qui ont été donnés dans le chapitre précédent, nous examinerons seulement ici quelques cas particuliers, auxquels les considérations employées dans ce chapitre ne s'appliquent pas immédiatement.

Lorsque plusieurs pièces de bois sont réunies pour en former une seule, il y a différentes manières de lier et d'assujétir ces pièces entre elles, et chaque mode de liaison conduit à une évaluation particulière de la résistance de la poûtre ainsi faite de l'assemblage de plusieurs autres.

1° Si les pièces sont posées les unes contre les autres, sans être liées d'aucune manière, et pouvant plier indépendamment les unes des autres, la résistance de la pièce formée par leur réunion est simplement égale à la somme des résistances partielles de chaque pièce prise en particulier. Supposant toutes les pièces égales, nommant a leur largeur, b leur épaisseur, et c leur longueur, on a vu dans la note du chapitre précédent [IV] que le moment d'élasticité de chacune serait représenté par $\left(\frac{\epsilon'}{2}+\frac{\epsilon''bc}{3}\right)ab^2$: donc, si le nombre des pièces est m, le moment d'élasticité de la poûtre qu'elles forment est

$$m\left(\frac{\epsilon'}{2}+\frac{\epsilon''bc}{3}\right)ab^2. \qquad (A)$$

plus forts qu'ils ne doivent l'être pour résister à leur poids et à la charge des voitures. On parvient au même résultat en ayant égard à l'intérêt de l'argent. Il est d'ailleurs aisé de s'en rendre raison, en observant que la dépense croît comme le carré de l'écarrissage, tandis que la durée des bois n'augmente qu'en raison de l'écarrissage.

2° Si les pièces sont assujéties par des moises ou des brides qui en composent un faisceau, et les obligent à plier toutes ensemble et à rester juxta-posées dans la flexion, mais qui leur permettent de glisser les unes sur les autres dans le sens de leur longueur, ces pièces, au lieu de fléchir chacune autour d'un axe d'équilibre pris sur sa propre face concave, fléchiront autour d'un axe d'équilibre commun pris sur la face concave de la poûtre, de sorte que ce sera par rapport à cet axe qu'il faudra prendre le moment de la résistance des fibres de chaque pièce. On aura d'après cela, pour le moment d'élasticité de la première pièce du côté de la face concave dont la valeur ne changera point,

$$\left(\frac{\varepsilon'}{2}+\frac{\varepsilon''bc}{3}\right)ab^2;$$

pour la force d'élasticité de la seconde pièce, $\left(\varepsilon'\left(\frac{b}{2}+b\right)+\varepsilon''\left(\frac{b}{3}+b\right)c\right)ab$, ou

$$\left(\frac{3\varepsilon'}{2}+\frac{4\varepsilon''bc}{3}\right)ab^2;$$

pour celle de la troisième pièce, $\left(\varepsilon'\left(\frac{b}{2}+2b\right)+\varepsilon''\left(\frac{b}{3}+2b\right)c\right)ab$, ou

$$\left(\frac{5\varepsilon'}{2}+\frac{7\varepsilon''bc}{3}\right)ab^2;$$

et ainsi de suite. Ajoutant toutes ces expressions, pour avoir le moment d'élasticité de la poûtre entière, on trouve en supposant toujours que le nombre des pièces est m, $\left[\left[m+m\left(m-1\right)\right]\frac{\varepsilon'}{2}+\left(m+\frac{3m\left(m-1\right)}{2}\right)\frac{\varepsilon''bc}{3}\right]ab^2$, ou

$$m\left(\frac{me'}{2}+\frac{\left(3m-1\right)\varepsilon''bc}{6}\right)ab^2. \qquad \text{(B)}$$

3° Enfin les pièces peuvent être assemblées à crémaillères, et serrées par des boulons (1) : alors, non-seulement elles sont forcées de plier ensemble, mais

(1) Il est peut-être superflu de remarquer que la disposition des entailles n'est pas indifférente à l'effet qu'elles doivent produire. Soit AB (pl. VIII, fig, 18) une poûtre composée de deux pièces, et chargée au milieu : si ces pièces sont isolées, elles prendront en fléchissant la position A' B', de manière que les points de la pièce supérieure auront glissé sur la pièce inférieure, d'un côté dans le sens C' A', et de l'autre dans le sens C' B'. Or, on s'opposera efficacement à ce glissement par le moyen des entailles représentées en EF, et les boulons qui serreraient les pièces n'auraient presque aucun effort à faire, tandis que les mêmes entailles

encore, ne pouvant glisser les unes sur les autres, les fibres de chacune s'étendent dans la flexion à raison de leurs distances à l'axe d'équilibre commun, situé sur la face concave de la poûtre. Cette poûtre offre donc la même résistance que si elle était une seule pièce dont la largeur serait a et l'épaisseur mb, et son moment d'élasticité est exprimé par

$$m^2 \left(\frac{e'}{2} + \frac{me''bc}{3}\right) ab^2. \qquad \text{(C)}$$

La force de la poûtre sera donc bien plus grande que dans les deux premiers cas. Ainsi il y a beaucoup d'avantage à assembler les pièces de cette manière, quoiqu'on ne puisse guère espérer de produire une liaison assez parfaite pour que le moment d'élasticité de la poûtre ait réellement la valeur représentée par la formule (C) : mais on en approchera sensiblement, et on obtiendra toujours une force plus grande que celle qui répond aux formules (A) et (B) (1).

Lorsque, au lieu de réunir des pièces droites pour former des arbalétriers, on assemble des pièces courbes pour former des cintres, les principes précédents trouvent encore leur application. Nous allons entrer dans quelques détails sur ce sujet, afin de compléter ce qui a été dit dans le paragraphe précécent sur la résistance des cintres.

Concevons d'abord une pièce droite posée librement sur deux appuis, telle que AB (pl. VIII, fig. 19), et chargée au milieu : supposons qu'on ait joint le point C avec les points A et B par deux lignes droites. Si elle vient à plier sous l'effort de la charge, cela ne pourra se faire sans que l'inclinaison de ces lignes ne varie, de manière qu'après s'être trouvées dans le prolongement l'une de l'autre, comme en A'B', elles formeront un angle en sens contraire, comme en A"B". Mais, dans ce mouvement, la distance horizontale des points A et B varie aussi, et il est évident qu'elle augmente d'abord un peu, pour diminuer ensuite indéfiniment. On conclura de cette observation que si la pièce A B (fig. 20), au lieu d'être simplement posée sur ses appuis, avait ses extrémités contenues par des obstacles invincibles, sa flexion ne pourrait plus s'opérer libre-

dans la situation renversée GH, ne produiraient que peu d'effet ; tout l'effort se reporterait sur les boulons, qui ne pourraient manquer de céder. La disposition des entailles dans les pièces principales du pont de Wettingen était conforme à cette observation.

(1) Voyez la note à la suite du chapitre, vers la fin, pour la valeur à donner à c, quand on applique les formules (A), (B), (C), à des poûtres ou des cintres dans lesquels il y a des pièces mises les unes au bout des autres.

ment, parce que la distance horizontale des points A et B ne pourrait plus augmenter comme cela est nécessaire pour que cette flexion ait lieu. La pièce résistera donc dans cette circonstance d'une autre manière que dans le premier cas : la charge qu'elle supporte sera décomposée, de façon à occasionner contre chaque obstacle une certaine pression qui se restituera dans le sens de la longueur de la pièce. Quant à la manière dont la décomposition de la charge s'effectue, il est visible que les points A, B et C sont les trois points d'appui du système, de sorte que les lignes CA et CB doivent être considérées comme des leviers dans le sens desquels les pressions s'exercent. Ainsi le poids P se décompose en deux forces agissant suivant CA et CB, dont l'effet est de faire plier séparément chaque moitié de la poutre de la manière représentée en A'B'. Les mêmes observations s'appliquent à une pièce cintrée ACB (fig. 21). Le poids P, décomposé suivant CA et CB, donnera deux forces qu'il faudra considérer comme destinées à faire plier chacune des moitiés de la pièce. Si cette pièce vient à fléchir, elle offrira l'effet représenté en A'B'. La pièce cintrée n'a aucun avantage sur la pièce droite, si ce n'est que les deux lignes CA et CB étant moins inclinées entre elles, les pressions qui s'exercent suivant ces lignes sont bien moins considérables (1).

Quant à la manière dont le calcul doit être appliqué à ces considérations, supposons d'abord, comme dans la figure 22, le cintre assez surbaissé et assez épais pour que la direction CA de la pression qui s'exerce du sommet aux naissances, ne coupe point la courbe d'intrados, ou du moins ne passe que très peu au-dessous de cette ligne. Dans ce cas, la résistance de la portion du cintre CA pourra être assimilée sans erreur sensible à celle d'une pièce droite des mêmes dimensions, et qui serait chargée verticalement d'un poids égal à la pression dirigée suivant CA. On calculera donc la résistance du cintre au moyen de la formule $Q = \frac{\pi^2 \varepsilon}{4 c^2}$ (voyez la note du premier chapitre [I]), dans laquelle Q représente la pression, ε le moment ou force d'élasticité, qui sera exprimé par

(1) Il faut remarquer que, dans la nature, les matériaux étant toujours susceptibles d'une certaine compression, jamais une pièce droite, quoiqu'elle soit contenue à ses extrémités, ne plie comme on le voit en A'B' (fig. 20), parce que les fibres s'écrasent toujours près des arêtes, assez pour permettre au point C de passer au-dessous de la ligne horizontale qui joindrait les deux points A' et B'. Mais si la pièce est un peu cintrée, les considérations du texte sont également vraies dans la spéculation et dans la réalité, et l'expérience les vérifie constamment. C'est en cela que consiste la supériorité d'un arbalétrier courbe tel que celui de la ferme H (fig. 17), sur l'arbalétrier droit de la ferme C, et cette supériorité est très grande.

l'une des formules ci-dessus (A), (B) ou (C), suivant le genre d'assemblage des pièces du cintre, et c la distance CA. On aura de cette manière le moyen de régler les dimensions des bois en raison des efforts auxquels ils seront exposés. Ce cas est celui qui se présentera le plus fréquemment.

Mais si la courbure du cintre était considérable, comme dans la figure 23, il ne pourrait plus être permis d'en considérer chaque moitié comme une pièce droite, et il faudrait employer un autre moyen pour apprécier sa résistance. On observera que la force agissant de C en A tend à faire rompre la moitié du cintre en un certain point D, qui est déterminé par la condition d'être de tous les points de la courbe d'intrados le plus éloigné de la ligne CA, de sorte qu'on aura sa position en menant du centre O du cintre le rayon OD perpendiculaire à CA. Ce point de rupture ainsi reconnu, il s'agira d'exprimer l'équilibre entre la force agissant suivant CA et le moment d'élasticité du cintre au point D. Or, on ne changerait rien à cet équilibre, en concevant que la partie AD demeure entièrement fixe, et regardant CD comme une pièce assujétie solidement à son extrémité D, et sollicitée à l'extrémité C par une force dirigée suivant CA : on se trouve donc ici dans le cas d'appliquer la formule $f = \frac{P}{5\varepsilon} c^3$ (voyez la note du premier chapitre [I]), dans laquelle ε étant toujours le moment d'élasticité du cintre, f représente la flèche de la courbure que l'action de la force ferait prendre à CD, c la distance CD, et P la force suivant CA décomposée perpendiculairement à CD. Pour que cette équation puisse fournir les moyens de régler les dimensions du cintre, il faut qu'on se donne *a priori* une valeur de f. On reverra ce qui a été dit sur ce sujet dans la note du chapitre premier [VIII], et en appliquant la formule (d) au cas particulier dont il s'agit présentement, on fera attention que cette formule ayant été adaptée au cas où une pièce est chargée dans son milieu, tandis qu'il s'agit ici d'une pièce encastrée à une extrémité et chargée à l'autre, c y doit être regardé comme représentant le double de la distance CD (1).

(1) En décomposant la force agissant suivant CA perpendiculairement à CD, il y aura une autre composante dirigée suivant cette même ligne CD, qui agirait sur la portion CD du cintre, comme la force dirigée suivant CA agit sur la portion CA. Il est inutile de prendre en considération cette composante. En effet, si les dimensions du cintre ont été réglées de manière à ce que la portion CA résiste à la pression agissant suivant CA, la portion CD résistera à plus forte raison à la pression agissant suivant CD ; car cette dernière force est plus petite que la première, et la résistance des diverses parties du cintre à l'action de ces forces est en raison inverse du carré des longueurs de ces parties.

Si le poids dont le cintre est chargé, au lieu d'être suspendu au milieu de la longueur, l'était à un point quelconque C (fig. 24), les mêmes considérations s'appliqueraient encore. Ce poids se décomposerait en deux forces dirigées vers les points d'appui suivant C A et C B, qui tendraient à faire rompre chacune des portions du cintre, dont les résistances devraient être évaluées d'après les règles qui viennent d'être expliquées.

Enfin si la charge, au lieu de consister dans un poids suspendu à un point donné du cintre, se trouvait répartie d'une manière quelconque sur sa longueur, ce dernier cas rentrerait encore dans les deux précédents. Soit C (fig. 24) le point du cintre situé dans la même verticale que le centre de gravité de la charge. C'est celui où le point de rupture tendrait à s'établir. Les parties du cintre CA et CB devront être considérées comme deux leviers venant s'appuyer en C l'un contre l'autre. Soient menées les lignes CA et CE, et supposons que les verticales passant par les centres de gravité des charges portées par chaque levier rencontrent ces lignes aux points m et n. Les poids répartis sur la longueur de chaque levier pourront être censés rassemblés en un seul, suspendu aux points m et n. Une partie de chaque poids sera portée par les points A et B, une autre partie par le point C, et il est aisé de voir que la charge totale de ce dernier point, en appelant μ et ν les charges réparties sur CA et CB, aura pour expression $\frac{A\,m}{CA} + \nu \frac{B\,n}{CB}$. Si la charge du cintre est répartie symétriquement de chaque côté du sommet, comme cela a lieu dans les arches des ponts, on a $\mu = \nu$, $CA = CB$, $B\,n = A\,m$, le point de rupture est au sommet, et la charge portée par ce point est $2\,\mu \frac{A\,m}{CA}$. Enfin, si on peut regarder la charge comme distribuée uniformément sur la longueur du cintre, ce qui, presque toujours, diffère très peu de la vérité, on a $A\,m = \frac{1}{4}\,CA$, et l'expression de la charge du sommet se réduit à μ, c'est-à-dire que cette charge est la moitié du poids total porté par le cintre, auquel il faudra ajouter l'effort résultant sur chaque ferme du poids des plus lourdes voitures auxquelles le pont donne passage, poids qu'on pourra supposer suspendu au sommet (1). Alors la résistance du cintre s'évaluera d'après les principes ci-dessus.

(1) Le sommet d'une ferme n'est pas le point où le poids d'une voiture agit avec le plus d'énergie pour faire rompre le cintre. Ce dernier point est situé vers le tiers de la demi-ouverture, à compter du sommet. Mais on conçoit que le poids des voitures étant peu considérable par rapport à celui du pont même, l'addition de ce poids, en le supposant suspendu où

La résistance de chaque moitié du cintre ayant été réglée de manière à soutenir la pression qui s'exerce suivant C A et C B (fig. 25), on pourrait demander encore si la portion C A, considérée comme un arbalétrier appuyé sur ses deux extrémités A et C, est assez forte pour résister à la pression transversale qui résulte du poids dont elle est chargée. Cette question est facile à résoudre, en observant que ce poids, supposé appliqué en *m*, se décompose en deux forces, l'une dirigée suivant *m* A, et l'autre perpendiculairement à cette ligne, suivant *c m*. La première n'est autre chose que la pression à laquelle on vient de rendre la portion A C capable de résister. Quant à la seconde force, elle agit en *m* sur cette portion du cintre, absolument de la même manière que la charge totale de la ferme agit en C sur le cintre entier. Elle se décompose en deux forces dirigées suivant les lignes *c* A et *c* C qui tendent à faire plier les portions *c* A et *c* C. Mais quoique l'angle A *c* C soit plus obtus que l'angle A C B, et que les composantes de la force normale en *c* soient plus grandes que celles de la force normale en C, comme cette dernière force est plus que double de la première, et que les résistances des portions *c* A et C A sont entre elles en raison inverse du carré de leurs longeurs, il est aisé de s'assurer que, dans tous les cas, les pressions qui agissent sur les portions *c* A et *c* C sont beaucoup moins capables de les rompre que celles qui agissent sur les parties du cintre C A et C B ne sont capables de rompre ces dernières parties; et on voit, en général, que plus les portions de cintre que l'on considère sont courtes, et plus elles résistent avec force aux pressions normales résultant des charges qu'elles soutiennent.

La IIe note ci-dessous contient les exemples nécessaires pour faciliter l'application du calcul à ces principes.

nous venons de l'indiquer, ne transporterait le centre de gravité de la charge totale qu'à une très petite distance du sommet. Par conséquent les résultats qu'on obtiendra, en laissant au sommet le centre de gravité, différeront trop peu de la vérité pour que la quantité dont il faut augmenter la force des bois, pour se mettre au-dessus de l'équilibre, ne couvre pas toujours avec excès la légère erreur qu'on aura commise.

NOTE PREMIÈRE

Sur la force que doivent avoir les assemblages dans les fermes de charpente composées d'un système de leviers.

Pour rendre plus sensibles les considérations développées dans le texte, et pour leur donner la rigueur nécessaire, on va leur appliquer ici le calcul, en choisissant l'exemple le plus simple et en même temps le plus désavantageux.

Considérons le système formé par les trois leviers AC, CD, DB (pl. VIII, fig. 26), portant sur les deux points d'appui A et B : supposons ces leviers d'une longueur invariable, et mobiles autour de leur point de jonction et des points d'appui. Si les poids dont les leviers sont chargés se faisaient exactement équilibre entre eux, le système se maintiendrait dans sa forme; mais, supposant que la distribution des poids n'est point celle qui convient à l'équilibre, les angles des leviers tendront à varier, et, pour que le système reste en repos, il faudra, en supposant que la charge tende à augmenter l'angle extérieur cCD formé par la direction du levier AC prolongé et celle du levier CD, qu'il y ait une certaine force agissant au point C qui tende à diminuer cet angle. Cette force est la résistance de l'assemblage, et pour connaître sa valeur, il suffira d'exprimer l'équilibre entre elle et les poids qui agissent sur le système.

Les méthodes les plus générales étant presque toujours les plus simples, nous emploierons, pour trouver les conditions de cet équilibre, celle que M. Lagrange a donnée dans la Mécanique analytique (1). Les positions des leviers étant rapportées aux lignes AX et AY comme axes des x et des y, soient x' et y' les coordonnées du point C, x'' et y'' celles du point D : représentons par X' et Y' les composantes respectivement parallèles aux axes des x et des y des forces qui agissent au point C; par X" et Y" les forces analogues qui agissent au point D. Nommons e l'angle cCD, et E la force d'élasticité qui agit aux points C. Le moment de cette force sera Ede (en entendant par moment d'une force, suivant l'acception reçue dans la Mécanique analytique, le produit de cette force par l'élément de sa vitesse estimée suivant sa direction), et on aura pour l'équation d'équilibre

$$X'dx' + Y'dy' + Ede + X''dx'' + Y''dy'' = 0,$$

dans laquelle il faut substituer pour de sa valeur en fonction des différentielles des coordon-

(1) Il suffira, pour entendre cet analyse, de consulter les Leçons de mécanique analytique de M. de Prony, Paris, 1810, Ire partie, page 217. Si on veut de plus grands développements, il faudra voir la première partie de la Mécanique analytique, particulièrement à la page 134, 2e édition.

nées. Faisons AC $= f$, CD $= g$, DB $= h$, AD $= i$; on aura dans le triangle ACD, d'après un théorême de géométrie très connu, $cos.\ e = \frac{f^2 + g^2 - i^2}{2fg}$; différentiant cette expression, en remarquant que f et g étant constantes, leurs différentielles sont nulles, on a $de = \frac{i\,di}{fg\ sin.\ e}$. On a d'ailleurs $i = \sqrt{[x''^2 + y''^2]}$ et $di = \frac{x''\,dx'' + y''\,dy''}{i}$: donc, $de = \frac{x''\,dx'' + y''\,dy''}{fg\ sin.\ e}$.

Quand aux conditions du système, elles se réduisent à ce que les longueurs des leviers sont invariables. On a, en nommant a l'intervalle AB des deux points d'appui,

$$f = \sqrt{[x'^2 + y'^2]}, \qquad df = \frac{x'\,dx' + y'\,dy'}{f};$$

$$g = \sqrt{[(x'' - x')^2 + (y'' - y')^2]}, \quad dg = \frac{(x'' - x')(dx'' - dx') + (y'' - y')(dy'' - dy')}{g};$$

$$h = \sqrt{[(a - x'')^2 + y''^2]}, \qquad dh = \frac{-(a - x'')\,dx'' + y''\,dy''}{h} :$$

égalant à zéro les différentielles, multipliant chacune par un coëfficient indéterminé, et les ajoutant à l'équation générale d'équilibre, dans laquelle on substituera pour de sa valeur ci-dessus, on aura

$$X'dx' + Y'dy' + \frac{E}{fg\ sin.\ e}(x''\,dx'' + y''\,dy'') + X''\,dx'' + Y''dy'' + \lambda(x'dx' + y'dy'$$

$$+ \mu[(x'' - x')(dx'' - dx') + (y'' - y')(dy'' - dy')] + \upsilon[(a - x'')\,dx'' - y''\,dy''] = 0.$$

Rassemblant maintenant les termes multipliés par chacune des différentielles des coordonnées, et les égalant séparément à zéro, on aura

$$X' + \lambda x' - \mu(x'' - x') = 0,$$

$$Y' + \lambda y' - \mu(y'' - y') = 0,$$

$$X'' + \frac{E}{fg\ sin.\ e}x'' + \mu(x'' - x') - \upsilon(a - x'') = 0,$$

$$Y'' + \frac{E}{fg\ sin.\ e}y'' + \mu(y'' - y') - \upsilon y'' = 0,$$

Pour éliminer les coëfficients indéterminés, on ajoutera la première équation à la troisième, et la seconde à la quatrième. ce qui donnera

$$X' + X'' + \frac{E}{fg\ sin.\ e}x'' + \lambda x' - \upsilon(a - x'' = 0,$$

$$Y' + Y'' + \frac{E}{fg\ sin.\ e}y'' + \lambda y' - \upsilon y'' = 0.$$

Éliminant υ entre ces deux équations, il vient

$$(X' - X'')\,y'' - (Y' - Y'')(a - x'') - \frac{E}{fg\ sin.\ e}ay'' + \lambda[x'\,y'' - (a - x'')\,y'] = 0;$$

et en éliminant μ entre les deux premières équations ci-dessus, on obtiendra une seconde équation ne contenant plus que λ, qui sera

$$X'(y''-y')-Y'(x''-x')+\lambda(x'y''-x''y')=0.$$

Éliminant λ entre ces deux dernières, on aura enfin

$$(X'y'-Y'x')[(a-x'')(y''-y')-y''(x''-x')]-[X''y''-Y''(a-x'')](x'y''-x''y')$$
$$-\frac{E}{fg\sin.e}ay''(x'y''-x''y')=0.$$

Cette équation exprime les conditions de l'équilibre, et donne pour la valeur de E

$$E=\frac{fg\sin.e}{a}\times\frac{[X''y''-Y''(a-x'')](x'y''-x''y')-(X'y'-Y'x')[(a-x'')(y''-y')-y''(x''-x')]}{(x'y''-x''y')y''}.$$

Si la position des leviers était telle que les forces du système fussent en équilibre, on aurait $E=0$: par conséquent les conditions de cet équilibre sont exprimées par l'égalité des deux termes du numérateur de l'expression ci-dessus.

Observons maintenant que le cas où la valeur de E est la plus considérable par rapport à la charge totale des leviers, est celui où le point C ne supporte rien, et où la charge est appliquée toute entière au point D. Pour avoir alors l'expression de E, il faut faire dans la précédente $X'=0$, $Y'=0$, ce qui donnera

$$E=\frac{fg\sin.e}{a}\times\frac{X''y''-Y''(a-x'')}{y''}.$$

En rendant l'assemblage des deux leviers AC et CD capable de la résistance exprimée par cette formule, le système se maintiendra nécessairement en repos, et ces deux leviers devront être considérés comme ne formant qu'une seule pièce.

Mais cette pièce est soumise par l'effet de la charge du point D à une pression qui s'exerce dans le sens de la ligne DA, et qui tend à causer la rupture au point C : il faut donc que l'assemblage offre à ce point la force nécessaire pour résister à cette pression. Pour trouver la valeur de cette force, on pourra considérer la portion AC comme arrêtée fixement, et la portion CD comme une pièce encastrée à son extrémité C, et soumise à l'autre à l'action d'une force dirigée suivant CA. Il faudra donc que cette dernière force, multipliée par son bras de levier CE, donne une quantité égale au moment d'élasticité de la pièce ACD au point C, que nous nommerons e.

Or, la pression qui s'exerce suivant CA n'est autre chose que la somme des forces X'' et Y'' décomposées suivant cette ligne, c'est-à-dire :

$$\frac{(X''y''+Y''x'')\sqrt{[x''^2+y''^2]}}{x''y''}.$$

Quant à la ligne CE, qui est une perpendiculaire abaissée du point C sur DA, elle a pour expression, d'après les formules connues.

$$\frac{y'x''-y''x'}{\sqrt{[x''^2+y''^2]}};$$

donc, on aura la relation

$$\varepsilon = \frac{(X''y'' + Y''x')(y'x'' - y''x')}{x''y''}.$$

Cette quantité est toujours beaucoup plus grande que la valeur trouvée ci-dessus pour E ; et pour le faire voir, il suffit de le vérifier sur un cas très désavantageux, tel que celui où les points A, C, D, B, se trouveraient sur un demi cercle. Supposons donc que les trois leviers AC, CD, DB, soient égaux, et soutendent chacun un arc du tiers du demi-cercle. Faisant le rayon du cercle = 1, nous aurons

$x' = 0,50$	$x'' = 1,50$	$f = 1,00$	$a = 2,00$
$y' = 0,87$	$y'' = 0,87$	$g = 1,00$	$\sin. e = 0,87$

$$X'' = \frac{1,50}{0,87} Y'' = 1,72\ Y''.$$

Mettant ces valeurs dans les formules ci-dessus, il viendra

$$E = 0,50\ Y'', \quad \varepsilon = 2,00\ Y''.$$

Ainsi il demeure prouvé que, ainsi qu'on l'a dit dans le texte, la force nécessaire aux assemblages pour rendre un système d'arbalétriers invariable de forme, est beaucoup moins grande que celle que ces assemblages devraient avoir pour mettre les portions de la ferme en état de résister aux pressions auxquelles elles sont soumises.

On pourrait appliquer la même méthode à un système composé d'un plus grand nombre d'arbalétriers, et on arriverait à un résultat semblable.

NOTE II.

Exemple d'application du calcul à l'évaluation de la résistance des cintres.

Afin de fixer les idées, nous supposerons que le cintre ACB (pl. VIII, fig. 27) représente celui des arches du pont de Choisy, dont on a donné la description dans la première section de ce chapitre. On aura la demi-ouverture AR = 10,25 mètres, et la flèche augmentée de l'épaisseur du cintre RC = 3,54 mètres. Quant à la charge que ce cintre supporte, le volume des bois qui entrent dans la charpente d'une arche est de 94,88 mètres cubes, qui, à raison de 930 kilogrammes pour chacun, donnent un poids de 88238 kilogrammes ; ajoutant celui des ferrures, qui est de 2040 kilogrammes, on a une charge totale de 90278 kilogrammes. Le nombre des fermes est de cinq, et nous admettrons que chacune supporte la cinquième partie de la charge totale, c'est-à-dire 18056 kilogrammes. Nous supposerons aussi, pour plus de simplicité, la charge de chaque ferme uniformément distribuée sur sa longueur, quoique, dans la réalité, les reins soient un peu plus chargés que le sommet. Quant au poids des voitures, les plus lourdes charrettes qui passent sur ce pont sont attelées de six chevaux et ne peuvent peser plus de 10000 kilogrammes, compris les chevaux. Cette charge se répartit au moins sur deux fermes : ainsi, il faut supposer qu'en outre du poids de la charpente, un poids de 5000 kilogrammes est suspendu au sommet de la ferme.

Ces données établies, nous observerons que, d'après ce qui a été dit dans la note ci-dessus, il peut paraître inutile de vérifier si le cintre à la force nécessaire pour s'opposer à tout changement de forme provenant de l'inégalité de la distribution de la charge, attendu qu'en déterminant la force de ce cintre de manière à ce qu'il résiste aux pressions auxquelles il est exposé, il devra résister, à bien plus forte raison, aux effets du défaut d'équilibre qui tend à faire varier les positions respectives de ses parties. Cependant, pour compléter l'examen du cintre, et pour éclaircir davantage les considérations que nous avons employées, nous allons commencer par faire cette vérification.

Les deux parties du cintre étant symmétriques, et la charge censée appliquée au sommet, cette charge tend à faire baisser le sommet, et soulever le cintre dans les reins. Si le cintre cédait à son effort, il s'établirait de chaque côté deux points de rupture D et E, et le système deviendrait celui de quatre leviers réunis par des articulations aux points D, C et E. Pour que la forme de ce système ne changeât point, il faudrait qu'à deux des articulations une certaine force d'élasticité s'opposât à la force avec laquelle la charge tend à faire varier les angles des leviers. Pour avoir la valeur de ce moment d'élasticité, il faut étendre à quatre leviers la solution donnée pour trois dans la note précédente. La marche du calcul étant la même, nous nous bornerons à l'indiquer succinctement. Il suffira de considérer une des moitiés du système, puisqu'elles sont symmétriques.

Soit x' et y', x'' et y'', les ordonnées des points D et C; X' et Y', X'' et Y'', les forces horizontales et verticales appliquées à ces points; e' et e'' les angles dDC et cCE; E' et E'' les forces d'élasticité aux points D et C. L'équation d'équilibre sera

$$X'dx' + Y'dy' + E'de' + X''dx'' + Y''dy'' + E''de'' = 0;$$

faisant $AD = f$, $CD = CE = g$, $AC = h$, $DE = i$, on aura $de' = \frac{hdh}{fg\sin e'}$, $de'' = \frac{idi}{g^2 \sin. e''}$;

ou, à cause de $h = \sqrt{[x''^2 + y''^2]}$ et $i = 2(x'' - x')$,

$$de' = \frac{x''dx'' + y''dy''}{fg\sin. e'}, \quad de'' = \frac{4(x'' - x')(dx'' - dx').}{g^2 \sin. e''}$$

Les conditions du système se réduisent à ce que les longueurs des leviers f et g sont invariables : on a

$$df = \frac{x'dx' + y'dy'}{f},$$

$$dg = \frac{(x'' - x')(dx'' - dx') + (y'' - y')(dy'' - dy')}{g}$$

égalant à zéro ces différentielles, multipliant chaque équation par un coëfficient indéterminé, et l'ajoutant à l'équation d'équilibre, où on substituera pour de' et de'' les valeurs ci-dessus, on aura pour l'équation générale

$$X'dx' + Y'dy' + \frac{E'}{fg\sin. e'}(x''dx'' + y''dy'') + X''dx'' + Y''dy'' + \frac{4E''}{g^2 \sin. e''}(x'' - x')(dx'' - dx')$$
$$+ \lambda(x'dx' + y'dy') + \mu[(x'' - x')(dx'' - dx') + (y'' - y')(dy'' - dy')] = 0.$$

Rassemblant maintenant les termes multipliés par chacune des différentielles des coordonnées, et les égalant séparément à zéro, on aura les quatre équations

$$X' - \frac{4E''}{g^2 \sin. e''}(x'' - x') + \lambda x' - \mu(x'' - x') = 0,$$

$$Y' + \lambda y' - \mu(y'' - y') = 0,$$

$$X'' + \frac{E'}{fg\sin. e'}x'' + \frac{4E''}{g^2 \sin. e''}(x'' - x') + \mu(x'' - x') = 0,$$

$$Y'' + \frac{E'}{fg\sin. e'}y'' + \mu(y'' - y') = 0.$$

L'élimination des coëfficients indéterminés λ et μ est facile, et conduit à

$$(X' + X'')y' - (Y' + Y'')x' - \frac{E'}{fg\sin. e'}(x'y'' - x''y') = 0, \qquad (M)$$

$$X''(y'' - y') - Y''(x'' - x') + \frac{E'}{fg\sin. e'}(x'y'' - x''y') + \frac{4E''}{fg\sin. e''}(x'' - x')(y'' - y') = 0. \qquad (N)$$

Les deux équations (M) et (N) expriment les conditions que doit remplir le système pour être en équilibre, et déterminent les valeurs de E' et E''. Si on donne au cintre aux points D et C une résistance qui surpasse les forces E' et E'', le système restera nécessairement en repos, les conditions de l'équilibre de position se trouvant satisfaites au moyen de ce que la force du cintre supplée à ce qui manque à cet égard à la distribution de la charge. Il restera

donc seulement à considérer l'équilibre de résistance, et à examiner si chaque partie à la force convenable pour soutenir les pressions auxquelles elle est soumise.

La force du cintre le mettant ainsi dans le cas d'être considéré comme un solide d'une seule pièce, on pourra supposer que la charge qu'il porte, au lieu d'être distribuée sur sa longueur, est réunie au point C, situé dans la même verticale que le centre de gravité de cette charge. Elle se décompose à ce point en deux pressions dirigées vers les points d'appui suivant les lignes CA et CB, et il est visible que ces forces tendent à faire rompre le cintre vers les points D et E, et par suite au point C. Nous allons voir que le cintre a besoin d'une force bien plus grande pour résister à ces nouvelles pressions, que pour s'opposer seulement au changement de forme et maintenir le système en repos.

En effet, la pression qui s'exerce suivant CA n'étant autre chose que la somme des forces agissant sur les points C et D, décomposées parallèlement à cette ligne, a pour expression

$$\frac{\sqrt{[x''^2+y''^2]}}{x''y''}[(X'+X'')y''+(Y'+Y'')x''].$$

Le cintre étant fort surbaissé, on peut assimiler la résistance de la moitié CDA à celle d'une pièce droite de même largeur et de même épaisseur, dont la longueur serait égale à CA, et qui serait chargée verticalement d'un poids dont la valeur est donnée par cette formule. On a vu, dans la note du chapitre premier [I], que la limite des poids capables de faire plier une pièce chargée verticalement avait pour expression $Q=\frac{\pi^2\varepsilon}{4c^2}$, dans laquelle ε est la force d'élasticité, et c la longueur de la pièce qui est ici $\sqrt{[x''^2+y''^2]}$: donc, mettant dans cette équation pour Q la quantité ci-dessus, et tirant celle de ε, on aura pour la force d'élasticité que le cintre doit avoir

$$\varepsilon=\frac{4(x''^2+y''^2)^{\frac{3}{2}}}{\pi^2}[(X'+X'')y''+(Y'+Y'')x''].$$

D'un autre côté, on tire de l'équation (M) pour la valeur de la force d'élasticité que le levier CA doit avoir au point D pour résister à la tendance au changement de forme,

$$E'=\frac{fg\sin.\varepsilon'}{x'y''-x''y'}[(X'+X'')y'-(Y'+Y'')x'],$$

quantité dont la valeur absolue est bien au-dessous de celle de la précédente (1).

(1) Si le système était tellement disposé, que les forces X' et Y', X'' et Y'', se fissent équilibre indépendamment des forces E' et E'', on aurait $(X'+X'')y'=(Y'+Y'')x'$. Mais la disposition primitive d'une ferme est toujours, à très peu de chose près, celle qui convient à l'équilibre, et le poids d'une voiture ne cause dans cet équilibre qu'un faible dérangement. Donc la différence entre $(X'+X'')y'$, et $(Y'+Y'')x'$, est toujours très peu considérable, et par conséquent le second facteur de la valeur de E' est bien plus petit que le second facteur de la valeur de ε; quant aux premiers facteurs, il est aisé de voir que $\frac{4(x''^2+y''^2)^{\frac{5}{2}}}{\pi^2}$ est toujours plus grande que $fg\sin.\varepsilon'$. Reste le diviseur $x'y''-x''y'$; il pourrait rendre E' très grand s'il était très petit, c'est-à-dire si l'on avait à peu de chose près $x'y''=x''y'$, ce qui ne pourrait arriver qu'au-

Pour faire l'application numérique de ces résultats, il faut remarquer que, dans un cintre, la position du point de rupture D n'est doint donnée d'avance comme dans un système de leviers; mais ce point étant déterminé par la condition d'être celui où le cintre tend à être rompu, c'est celui où la valeur de la force E' est la plus grande possible. Pour le trouver, on fera arbitrairement AP = 3 mètres, et on cherchera les valeurs de toutes les lignes ou angles qui entrent dans les équations (M) et (N), qui seront

$$AP = x' = 3{,}00 \text{ mètres}, \quad AB = x'' = 10{,}25 \text{ mètres}, \quad AD = f = 3{,}35 \text{ mètres},$$
$$DP = y' = 1{,}44 \qquad CR = y'' = 3{,}54 \qquad CD = g = 7{,}55$$

$$\text{Angle } dDC = e' = 10{,}55 \text{ grades}, \text{ angle } cCE = e'' = 35{,}92 \text{ grades}.$$

A l'égard des valeurs des forces, le poids de la charpente porté par la ferme étant 18056 kilogrammes, chacune des moitiés en supportera 9028; et comme cette charge est censée répartie uniformément sur sa longueur, les portions soutenues par chacune des parties AD, DC du cintre, seront en raison des portions AP et PR de la ligne AB qui leur correspondent : donc, la charge du levier AD sera $9028 \frac{3}{10{,}25} = 2642$ kilogrammes, et la charge du levier CD, $9028 \frac{7{,}25}{10{,}25} = 6384$ kilogrammes. La moitié du poids porté par AD est soutenue par le point fixe A, et l'autre agit au point D. Quant au poids porté par CD, une des moitiés agit au point D, et l'autre au point C, où elle se réunit à la charge de 5000 kilogrammes occasionnée par la voiture : ainsi on aura

$$\text{poids porté par le point D} = \frac{2642}{2} + \frac{6384}{2} = 4514 \text{ kilogrammes.}$$

$$\text{poids porté par le point C} = \frac{6384}{2} + 5000 = 8192.$$

L'effort de ce poids est transmis aux points d'appui par le moyen des pressions agissant dans le sens des leviers, et ces pressions sont les forces du système, dont les quantités X' et Y', X" et Y" des équations (M) et (N), représentent les composantes horizontales et verticales. Les composantes verticales Y' et Y" ne sont autre chose que les poids mêmes portés par les points D et C; et si, dans le triangle APD, le côté PD représente le poids porté par le point D, le côté AD représentera la pression agissant dans le sens du levier AD, et le côté AP la composante horizontale de cette pression : il en est de même dans le triangle CDQ, dont les côtés sont aussi entre eux comme les forces qui leur sont parallèles : donc on a

$$X' = 4514 \frac{AP}{PD} = 4514 \frac{3}{1{,}44} = 9404 \text{ kilogr.}, \quad Y' = 4514 \text{ kilogr.}$$

$$X'' = 8192 \frac{DQ}{CQ} = 8192 \frac{7{,}25}{2{,}10} = 28282 \qquad Y'' = 8192.$$

Mettant les valeurs de ces quantités dans l'expression de E', on en déduira E' = 16276 kilogrammes.

tant que l'on aurait $x' = x''$, $y' = y''$, ou que le point D serait près de se confondre avec les points A ou C. C'est ce qui n'arrive jamais, le point D étant toujours situé vers le milieu de la distance AC.

Faisant ensuite AP = 4 mètres, un calcul absolument semblable donnera E' = 16838 kilogrammes.

Faisant encore AP = 5 mètres, on trouvera E' = 14829 kilogrammes.

La valeur de E' ayant augmenté de la première supposition à la seconde, et diminué de la seconde à la troisième, il s'ensuit que la valeur maximum est comprise entre celles données par la première et la troisième hypothèse, et diffère peu de celle donnée par la seconde. On voit d'ailleurs par la forme de l'équation (M) que la fonction E' ne peut avoir d'autre maximum. On est donc certain qu'une force d'élasticité de 17 à 18 mille kilogrammes suffirait pour empêcher la flexion qui tend à se faire dans les reins par suite de la manière dont la charge est distribuée (1).

Pour comparer maintenant cette force avec celle que le cintre doit avoir pour résister à la pression qui s'exerce dans le sens de la ligne CA, j'observe qu'en ajoutant la moitié du poids de la charpente, c'est-à-dire 9028 kilogrammes, à 5000 kilogrammes, qui représentent le poids de la voiture, on aura 14028 kilogrammes pour le poids agissant au point C; d'où il résultera dans le sens de CA une pression représentée par $\frac{14028}{2}\frac{CA}{CR} = \frac{14028}{2} \cdot \frac{10,85}{3,54} =$ 21498 kilogrammes.

En faisant dans l'équation $Q = \frac{\pi^2 \varepsilon}{4c^2}$, Q = 21498 kilogrammes, $c = 10,85$, et mettant pour π sa valeur connue, qui est 3,1416, on trouvera $\varepsilon = 1025700$ kilogrammes, quantité bien plus grande que celle trouvée ci-dessus pour la valeur de E' (2).

(1) A l'égard de la valeur de E", la supposition de AP = 3 mètres donne, en introduisant les valeurs ci-dessus des lignes et des forces dans l'équation (N), E" = 8083 kilogrammes, celle de AP = 4 mètres donne E" = 7900 kilogrammes, celle de AP = 5 mètres donne E" = 9215 kilogrammes. Ces valeurs sont beaucoup au-dessous de celles de E', et cette circonstance était facile à prévoir : car si on suppose que le système des leviers éprouve un petit dérangement de sa position d'équilibre, l'angle formé par les leviers au point D augmentera ou diminuera beaucoup plus que celui qu'ils forment au point C; et comme dans un système en équilibre, du genre de celui que nous considérons ici, toutes les forces sont entre elles comme les petits espaces qu'elles parcourent estimés suivant leurs directions, quand ce système prend un très petit mouvement, il s'ensuit que la force appliquée en D doit être plus grande que celle appliquée en C. On voit d'ailleurs que la valeur *maximum* de E" ne répond pas au même point que celle de E'; et comme aussi bien que celles de E', les valeurs de E" vont en diminuant à mesure que le point de rupture s'approche de la naissance ou du sommet, ces valeurs offriront deux *maximum*, dont aucun cependant ne surpassera le *maximum* unique déterminé ci-dessus pour E', ainsi qu'on pourra s'en assurer facilement.

(2) On suppose ici, pour évaluer la force d'élasticité que le cintre doit avoir, que la moitié AC peut être considérée comme une pièce droite chargée verticalement d'un poids de 21498 kilogr., égal à la pression qui s'exerce suivant CA; le cintre étant assez surbaissé, il est visible que cette hypothèse doit différer peu de la vérité, et que ce n'est point ici le cas d'employer la seconde des deux méthodes expliquées dans le dernier paragraphe de ce chapitre. Cependant, nous en allons faire la vérification.

En abaissant du centre du cintre sur AC la perpendiculaire SD, elle donnera en D le point le plus éloigné de la ligne CA, et par conséquent celui où le moment de la force agissant suivant CA aurait la plus grande valeur pour occasionner la rupture du cintre. On aura CS = 6,8 mètres. La pression agissant suivant CA est 21498 kilogrammes, et on a CA = 10,85 mètres. La perpendiculaire AT, abaissée du point A sur la ligne C D prolongée, est = 0,63 mètre : donc la force agissant suivant CA, décomposée perpendiculaire-

Il reste à comparer la force d'élasticité dont nous venons de trouver la valeur avec celle qui a été donnée au cintre du pont dans l'exécution. Les courbes dont le cintre est composé n'étant maintenues que par des moises et des brides de fer, et n'étant point assemblées à crémaillères ni traversées par aucun boulon, sa force d'élasticité doit être évaluée par la formule (B) (Voyez ci-dessus le dernier paragraphe du chapitre) qui est

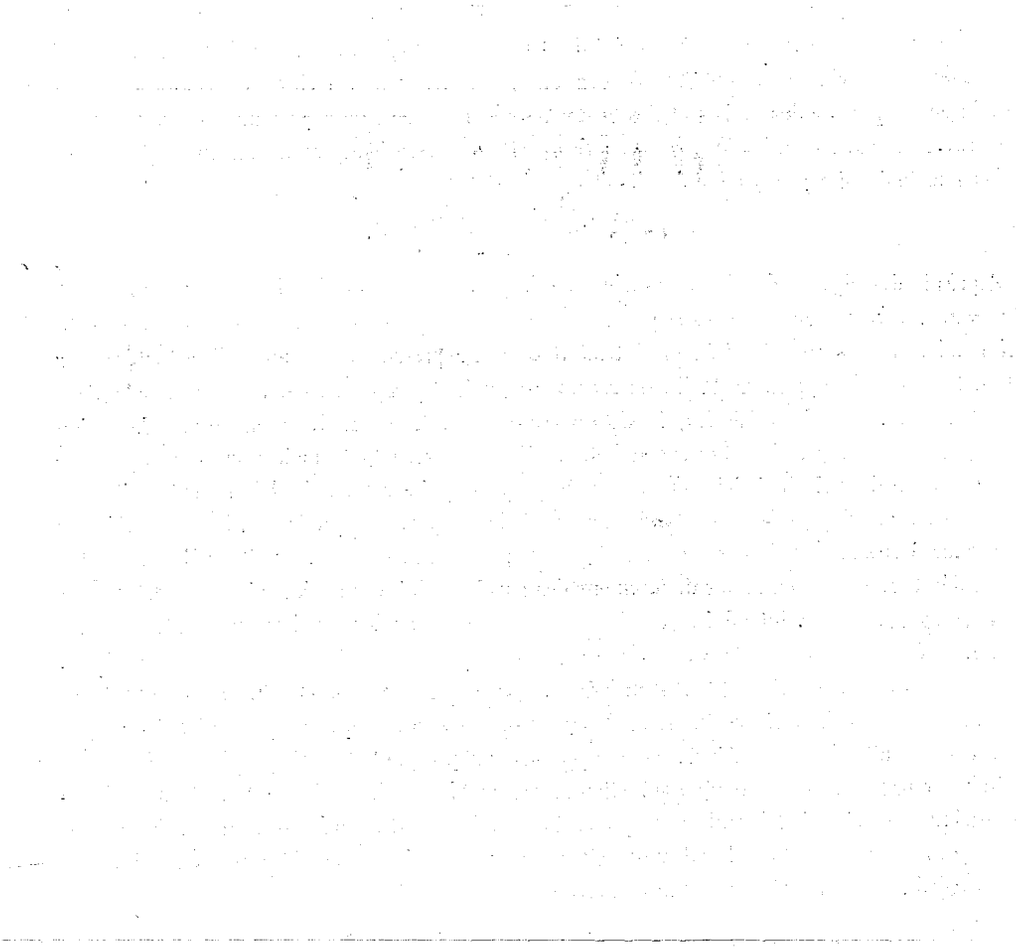
$$m\left(\frac{m\varepsilon'}{2}+\frac{(3m-1)\varepsilon''bc}{6}\right)ab^2.$$

D'après la description du cintre donnée dans la première section du chapitre, on a $m=5$, $a=0{,}24$ mètre, $b=0{,}25$ mètre; quant à la valeur qu'il faut attribuer à c, en se rappelant la manière dont cette quantité a été introduite dans l'expression du moment d'élasticité (voyez la note du chapitre premier [IV]), on reconnaîtra qu'elle y représente la longueur sur laquelle les fibres, à raison de la liaison qui existe entre elles, sont forcées de s'étendre dans la flexion suivant leurs distances à la face concave de la pièce dont elles font partie : or, dans un cintre tel que celui dont il s'agit ici, où les courbes ne sont point assemblées à leurs extrémités, et portent simplement les unes contre les autres, la longueur sur laquelle les fibres sont liées de cette manière se réduit évidemment à la longueur même des courbes. On voit par-là comment la considération du plus ou moins de longueur des courbes, qui influe nécessairement sur la force du cintre, se trouve introduite dans le calcul. La longueur des courbes au pont de Choisy étant de 6 mètres, on fera $c=6$. On a d'ailleurs (voyez la note citée [VII]) $\varepsilon'=16484345$, $\varepsilon''=25554012$: substituant toutes ces valeurs dans la formule précédente, elle donnera pour la force d'élasticité du cintre 1137517 kilogrammes. Cette quantité surpasse d'environ $\frac{1}{10}$ la force qui serait nécessaire. Ainsi, en se rappelant surtout que la théorie précédente néglige la résistance provenant de la flexion qui a lieu au sommet, on voit que la force des bois est suffisamment au-dessus de l'équilibre, et que la durée du pont est assurée pour un certain nombre d'années. Mais on voit aussi qu'il ne serait pas convenable de réduire les dimensions des bois plus qu'elles ne l'ont été dans cet ouvrage.

---

ment à CD, est $21498\,\frac{0{,}63}{10{,}85}=1248$ kilogrammes; ainsi CD doit être considérée comme une pièce droite horizontale encastrée à l'extrémité D, et chargée à l'autre d'un poids de 1248 kilogrammes.

Il faut d'abord chercher la flèche qu'on peut faire prendre à une pareille pièce, au moyen de la formule (δ) (voyez la note du chapitre premier [VIII]), qui est $f=0{,}0004\frac{c^2}{b}$, en se rappelant, conformément à l'observation faite dans le texte, que c doit ici représenter le double de la distance CS $=6{,}8$ mètres. On fera donc $c=13{,}6$ mètres, et $b=0{,}75$ mètre, épaisseur du cintre, ce qui donnera $f=0{,}09865$. Substituant cette valeur dans l'équation $f=\frac{Pc^3}{3\varepsilon}$, qui donne $\varepsilon=\frac{Pc^3}{3f}$ (voyez la note citée [V]), on trouvera $\varepsilon=1018000$ kil. Cette valeur étant plus petite que celle qu'on a trouvée en considérant AC comme une pièce droite chargée verticalement, il n'est plus douteux que ce ne soit à celle-ci qu'on doive avoir égard. On fera bien, en général, de calculer des deux manières la valeur de ε, afin d'être certain que celle qu'on adopte est la plus grande des deux.



CHAPITRE III.

DES PONTS DE FER.

SECTION PREMIÈRE.

DESCRIPTION DES PRINCIPAUX PONTS DE FER.

L'idée d'employer le fer à la construction des ponts est assez ancienne, et on en trouve l'indication dans des ouvrages italiens du seizième siècle. Désaguliers l'avait renouvelée en 1719, et vers 1755 on a entrepris à Lyon un pont en fer de trois arches de 25 mètres d'ouverture; l'une d'elles était déjà montée dans le chantier : mais cet ouvrage ne fut point achevé par raison d'économie, et on lui substitua un pont en bois.

Il paraît que le pont de Coalbrookdale, bâti en Angleterre, sur la Sewern, de 1773 à 1779, est le premier qui ait été construit en fer. Cet édifice (pl. V, fig. 1) a été projeté et exécuté par deux maîtres de forge célèbres, MM. John Wilkinson et Abraham Darley, et les pièces en ont été fondues à Coalbrookdale. Il offre une seule arche en arc de cercle approchant beaucoup du plein cintre, dont l'ouverture est de 30,62 mètres. Son plancher est porté par cinq fermes égales espacées à 1,49 mètre de milieu en milieu, et composées d'un arc principal en fer fondu, de 211 millimètres de largeur sur 133 d'épaisseur, et de deux portions d'arcs concentriques de 146 millimètres d'écarrissage. Le premier arc est fait de deux pièces qui s'assemblent au sommet de l'arche. Ces arcs sont réunis par des montants normaux assujétis avec des boulons, et portent par le pied sur une plaque en fonte (fig. 3) de 10 centimètres d'épaisseur, établie sur un massif de maçonnerie. Sur cette plaque, s'élèvent en outre des montants verticaux assemblés par des traverses, au travers desquels passent les arcs au moyen d'ouvertures qui y sont pratiquées. La figure 2 représente la coupe de l'arche, et fait voir les entretoises, ainsi que les contrevents qui sont appliqués contre

les montants verticaux. La chaussée est composée d'une couche d'argile mêlée de scories de charbon, étendue sur des plaques de fonte. Il s'est fait des lézardes dans les culées, et particulièrement dans celles de la rive droite, qu'on attribue à quelque vice dans la fondation et à l'effort des terres que ces culées supportent : il en est résulté la rupture de quelques pièces de fer. A cela près, l'édifice est parfaitement conservé.

M. Callipe donna, en 1779, le dessin d'une arche en fer forgé, de près de 200 mètres d'ouverture. Chaque ferme était formée d'un arc en fer plat, posé de champ, armé d'un tiran qui en faisait la corde, et avec lequel il était lié par d'autres pièces verticales et inclinées. M. Montpetit présenta, en 1782, le projet d'une autre arche de 65 mètres d'ouverture, pour être exécuté à Paris, vis-à-vis les Invalides. Les fermes de ce pont, dont le dessin a été gravé dans l'Encyclopédie méthodique, étaient formées de deux arcs concentriques éloignés de 1,62 mètre, et composés d'une double lame en fer forgé, de 325 millimètres de hauteur sur 20 millimètres d'épaisseur, dont les pièces, terminées à chaque extrémité par un double T percé de quatre trous, étaient retenues et assemblées avec des montants normaux par des boulons.

M. Guyton publia, en 1782, dans les affiches de Bourgogne, des observations sur ces projets, et proposa d'en remplacer les dispositions par un arc en fer forgé, composé de trois lames de 244 millimètres de hauteur sur 18 d'épaisseur chacune. Les différentes pièces de ces lames auraient été assemblées à joints recouverts, et maintenues par des moises transversales, dont les extrémités embrassant l'arc et faisant fonction d'étriers, auraient été assujéties par des boulons. Afin d'éviter tout balancement horizontal, on aurait donné dans ce sens au plan des fermes une légère courbure. M. Guyton pensait qu'on pouvait, avec ce genre de construction, doubler sans crainte les plus grandes ouvertures des arches exécutées en pierres.

M. Racle, entrepreneur du port de Versoix, donna, en 1783, un projet de pont en fer de trois arches de 26 mètres d'ouverture, pour être exécuté à Lyon, dans l'emplacement du pont de la Mulatière. Le même artiste a fait différents projets pour d'autres ponts du même genre. Les fermes de ses arches étaient toujours composées de châssis en fer forgé, assemblés de diverses manières. Un pont de six arches de 23 mètres d'ouverture, projeté par M. Aubry, à Cordon, dans l'ancienne Bresse, devait être également construit en fer forgé. Les fermes étaient formées par deux arcs de différents rayons, assemblés par des moises pendantes, qui soutenaient le plancher conjointement avec des contrefiches diver-

sement inclinées. Le seul pont en fer fondu, projeté par M. Racle, offre une disposition particulière : les voussoirs ont la forme d'un voussoir en pierre, dont l'intérieur aurait été entièrement évidé, et auquel on n'aurait laissé que six arêtes. M. Aubry a aussi donné, à l'occasion d'un programme proposé en 1786 par l'Académie de Toulouse, un projet pour la construction d'une arche en fer forgé de 97 mètres d'ouverture (1). Les fermes devaient être formées par deux rangs de courbes réunies par des montants normaux, dont les intervalles étaient occupés par des traverses posées diagonalement. Pour prévenir les oscillations horizontales, M. Aubry, outre plusieurs contrevents, emploie ce qu'il nomme des pendentifs, c'est-à-dire des arcs en fer, qui raccordent de chaque côté le plancher du pont avec les murs en aile, et qui sont soutenus dans le plan horizontal de ce plancher par des consoles, dont les unes portent contre les murs, et les autres sur la partie inférieure des fermes.

M. Fulton, dans ses recherches sur les moyens de perfectionner les canaux de navigation, publiées à Londres en 1796, a donné sur les ponts de bois et en fer quelques idées qui, en général, sont peu praticables. Il propose de construire de grands ponts de fer fondu, avec des plaques posées horizontalement suivant la courbure de l'arc, faisant à-peu-près la fonction des douves de tonneau, et portant en-dessous des rebords de 30 centimètres de hauteur, par le moyen desquelles elles seraient assemblées. Il résulterait de ce système une voûte de 30 centimètres d'épaisseur, formée par des caisses posées à plat, et dont le fond inférieur aurait été supprimé.

Le second pont en fer a été construit en 1795, à Buildwas, sur la Sewern, à peu de distance de Coalbrookdale. Il consiste en une seule arche de 39,65 mètres d'ouverture sur 8,23 de flèche. Afin de donner au pont le moins d'élévation possible, et d'éviter les remblais aux abords, M. Telfort, qui a dirigé l'exécution de cet ouvrage, a adopté une disposition analogue à celle du pont de Schaffouze, en élevant les fermes de tête au-dessus du plancher et du parapet. La partie supérieure de ces fermes est combinée avec la partie inférieure sur laquelle porte le plancher, par le moyen de pièces enmanchées à queue d'hironde. Le plancher est formé par des plaques de fonte qui portent des rebords et des entailles, au moyen desquelles elles s'ajustent les unes aux autres, et forment par leur réunion une sorte de voûte qui contribue à la solidité du pont. M. Telfort a élevé

(1) Mémoires sur différentes questions de la Science des constructions publiques et économiques, par M. Aubry, 1re. partie

quelques autres ponts d'une dimension moins considérable, et a construit à Longdon un acquéduc en fer fondu, qui traverse un canal de navigation.

On peut juger, d'après la description précédente, extraite des Annales des Arts et Manufactures, la seule, à ce que nous croyons, par laquelle le pont de Buildwas soit connu en France, que cet édifice présente, comme le pont de Coalbrookdale, une combinaison de grandes pièces, dont la réunion compose un système d'étais analogue à celui des ponts de bois. Il paraît que l'idée du système de voussoirs, qui a depuis été employé aux grands ponts de fonte, est due à Payne, qui en fit le premier essai en 1790 sur une ferme de 27 mètres de rayon, exécutée aux forges de MM. Walkers de Rotheram. Cet essai ayant complètement réussi, M. Rowland Burdon adopta les idées de Payne pour la construction du pont qu'il fit élever, de 1793 à 1796, à Wearmouth, près de Sunderland, sur la rivière de Wear (pl. V, fig. 4, 5 et 6), d'après les dessins de M Wilson. Cet ouvrage très hardi est le troisième grand pont fait en fer fondu. Il offre une seule arche en arc de cercle de 71,91 mètres d'ouverture, sur 10,36 mètres de flèche, dont les naissances sont élevées de 29 mètres au-dessus du lit de la rivière. Le rayon de l'arc est de 60,67 mètres. Les fermes, au nombre de six, espacées à 1,83 mètre de milieu en milieu, sont composées de châssis en fer fondu juxta-posés, dont l'ensemble offre trois arcs concentriques de 153 millimètres de largeur sur 87 millimètres d'épaisseur, réunis par des montants normaux ayant chacun 38 centimètres de longueur et 51 millimètres de largeur, et laissant entre eux un intervalle de 305 millimètres. Chacun des châssis ne contient que deux montants, et n'a par conséquent que 736 millimètres de longueur sur 1,524 mètre de hauteur. Ils sont assemblés par des arcs en fer forgé, encastré dans des rainures pratiquées à cet effet de chaque côté des arcs en fonte, avec lesquels, au moyen de trous qui se correspondent, ils sont liés par des boulons. Les fermes sont réunies, de deux en deux voussoirs, par des entretoises de 1,8 mètre de longueur qui sont formées par des tuyaux de fer fondu. Elles sont placées alternativement à l'intrados et à l'extrados, et portent à leurs extrémités deux branches en retour percées chacune de deux trous correspondants à ceux des arcs, dans lesquelles passent des boulons. Les tympans sont remplis par des cercles en fer fondu, dont le diamètre va en diminuant depuis les naissances jusqu'au sommet, et qui portent les sommiers du plancher, qui est en charpente. Il est garanti de la pourriture par une couche d'un ciment composé de goudron et de chaux, et recouvert d'une chaussée en gravier. Ce pont a été monté par le moyen d'un échafaudage assez léger. Il a coûté environ 625,000 francs.

M. le comte Burghauss a fait construire, en 1794, à Laasan, dans la Basse-Silésie, une arche en fonte (pl. VI, fig. 12, 13 et 14) de 13 mètres d'ouverture. Sa largeur est d'environ 6 mètres. Cet ouvrage, exécuté dans les forges de Malapane, par M. Baildon, est formé par cinq fermes composées de plusieurs arcs de différents rayons, réunis par des montants normaux et par des traverses horizontales. Le plancher est fait de plaques en fer fondu. C'est le seul pont de fer un peu important construit en Allemagne, celui qu'on voit à Berlin, sur le Kupfergraben, n'ayant qu'environ 6 mètres d'ouverture ; sa construction est semblable à celle du pont de Laasan.

En 1797, Jean Nash prit à Londres une patente pour un nouveau genre de construction de pont en fer. Il se proposait d'en composer les fermes avec des plaques de fonte assemblées par des boulons. Il paraît que c'est de cette manière qu'ont été construits les deux ponts que l'empereur de Russie a fait élever sur un des canaux de Pétersbourg. Leur ouverture est d'environ 10 mètres. Nash a eu aussi l'idée d'employer à la construction des ponts des caisses avec un seul fond, réunies par des boulons et remplies de terre ou de mortier.

M. Gaston-Rosnay obtint en 1800 un brevet d'invention pour un système nouveau, dont une compagnie proposait l'application à des ponts à élever sur l'Isère et sur la Drôme ; ce système consistait en deux fermes de tête, composées d'arcs, d'arbalétriers et de lisses d'appui, formés par de doubles ou de triples lames en fer forgé, et maintenus entre eux dans un même plan vertical par un grand nombre de pièces de fer disposées parallèlement et perpendiculairement les unes aux autres, suivant une inclinaison de 50 grades sur l'horizon, et formant une sorte de treillis. Toutes ces parallèles étaient assujéties entre elles et avec les grandes pièces du système par des boulons. Le plancher était en bois, et composé d'un double rang de madriers formant une voûte appuyée contre les fermes et dont la poussée latérale était retenue par des tirants de fer qui liaient les fermes entre elles. C'est à-peu-près de cette manière que le plancher du pont de la Cité, décrit dans le chapitre II, a été exécuté.

Nous avons proposé, en 1800, pour la construction de ce dernier pont, un projet (pl. V, fig. 7) (1), qui offrait une disposition semblable à quelques égards à la précédente. Le plancher ne devait également être porté que par deux fermes de tête, mais elles auraient été formées par des voussoirs fondus pleins sur

(1) L'échelle des figures 7, 8, et 9 de la planche V est plus petite de moitié que celle des autres figures.

une faible épaisseur, et n'offrant qu'une plaque mince, mais qui portaient par derrière des renforts, au moyen desquels ces voussoirs devenaient autant de châssis à-peu-près semblables à ceux du pont de Wearmouth. Le plancher s'appuyait de chaque côté sur un rebord que les voussoirs portaient à leur arête inférieure. Ils avaient 1,31 mètre de hauteur et 1,82 mètre de longueur. Leurs prolongements dans les tympans étaient fondus avec eux. Leurs arêtes latérales portaient, comme les arêtes inférieures, des rebords par le moyen desquels ils appuyaient les uns contre les autres, et qui permettaient de les lier par des boulons. Ils étaient de plus assemblés par deux rangs d'arcs en fer forgé. L'épaisseur des arcs et des montants formant les renforts était de 4 centimètres. Les deux arches étaient portées sur des culées et sur une pile en pierre (1).

M. Wilson a terminé, en 1802, à Stains, sur la Tamise, à 17 milles de Londres, un autre pont de fer fondu d'une seule arche de 54,85 mètres d'ouverture (pl. VI, fig. 1, 2 et 3), décrite par un arc de cercle de 79,23 mètres de rayon sur 4,88 mètres de flèche. Il est composé, comme le pont de Wearmouth, de six fermes espacées à 1,83 mètre de milieu en milieu, et ces fermes sont aussi formées par des châssis en fer fondu juxta-posés. Ces châssis, dont la longueur est de 1,474 mètre, consistent dans deux portions d'arcs de 15 centimètres de largeur sur 108 millimètres d'épaisseur, liées par des montants normaux : à chacune des extrémités des arcs est pratiquée une mortaise, et un tenon mobile est introduit et fixé par deux clavettes en fer forgé dans les mortaises qui appartiennent à deux voussoirs consécutifs. Les fermes sont réunies par des entretoises composées de deux traverses, l'une supérieure et l'autre inférieure, régnant d'une tête à l'autre, et assemblées par plusieurs montants. A la rencontre de chaque ferme, on a rapproché deux de ces montants, de manière à former un encastrement, dans lequel est pris le joint de deux voussoirs. On a mis une entretoise sur chaque joint. Les tympans sont remplis par des cercles de fonte, sur

(1) Ce projet n'a pas été entièrement suivi dans l'exécution : on a substitué deux fermes en bois aux fermes en fonte que M. Gauthey avait projetées, et que le Conseil des ponts et chaussées avait adoptées. Il est visible que c'est à ce dernier changement qu'on doit attribuer le peu de durée du pont. D'après l'usage ordinaire, un pont de bois de cette largeur devait être soutenu au moins sur cinq fermes, surtout en employant des pièces d'un aussi faible écarrissage que celles dont on s'est servi. On ne pouvait donc le faire porter sur deux, eu égard d'ailleurs au peu de flèche du cintre, qu'en employant pour la construction de ces fermes une matière qui offrit une très grande résistance, et qui ne laissât lieu à aucun tassement. Les voussoirs en fonte remplissent ces deux conditions.

lesquels repose une plate-bande, et le plancher qu'elle supporte est formé par des plaques également en fonte, fortifiées par des contreforts en arc de cercle : la largeur de ces plaques est de 609 millimètres, et leurs longueurs sont telles, qu'elles portent alternativement sur deux et sur trois fermes. On a évité, dans la disposition de ce pont, les difficultés qu'on doit éprouver dans l'exécution à ajuster les arcs en fer forgé du pont de Wearmouth dans les rainures des châssis, et à faire convenir les trous percés dans les uns et les autres, et qui doivent se correspondre exactement. La liaison des parties est aussi plus complète : mais toutes les pièces s'y trouvent assemblées de manière que le remplacement de la plupart d'entre elles est impossible.

La grande activité du commerce du port de Londres ayant fait désirer la suppression du vieux pont, MM. Telfort et Douglas ont présenté un projet pour le remplacer par le moyen d'une seule arche en fer fondu de 183 mètres d'ouverture, dont la voûte devait s'élever à 20 mètres au-dessus des hautes eaux. Le pont aurait communiqué par des rampes avec des rues voisines. Le système de sa construction est à-peu-près semblable à celui du pont de Wearmouth ; mais on avait remplacé les montants normaux des voussoirs de ce dernier pont par des traverses diagonales, et ces voussoirs étaient continués dans les reins. Indépendamment de ce que les fermes allaient en s'écartant depuis le milieu du pont jusqu'aux culées, on avait cherché à prévenir les oscillations horizontales au moyen de pièces dirigées diagonalement, dont il est surprenant qu'on ait pu se passer dans la construction des ponts de Wearmouth et de Stains. Ce projet avait été adopté en 1801 par un comité de la Chambre des Communes. On a probablement renoncé depuis à l'exécution de cet édifice colossal, qu'il paraissait peu convenable d'établir au centre d'une grande ville, où les rives du fleuve sont assez basses.

Le premier pont en fer construit en France est le pont du Louvre, à Paris (pl. VI, fig 4 et 5), dont les projets, faits par M. de Cessart, ont été modifiés par M. Dillon, qui en a dirigé l'exécution. Ce pont fut terminé en 1803. Les fers ont été fondus près de Touroude, chez MM. Baudry et Mercier. Il est composé de neuf arches de 17,34 mètres d'ouverture, portées sur des piles en pierre de 1,95 mètre d'épaisseur au-dessus des retraites. Chaque arche est composée de cinq fermes éloignées de 2,435 mètres de milieu en milieu, qui consistent principalement dans un arc en fonte de 162 millimètres de hauteur sur 81 millimètres d'épaisseur, fait de deux pièces assemblées au sommet de la ferme. Cet arc repose au sommet des piles sur des supports en fonte encastrés dans la maçon-

nerie. Sa corde est de 18,51 mètres et sa flèche de 3,25 mètres. D'autres arcs, moins larges et moins épais, occupent les tympans et viennnent s'appuyer sur les premiers. Au-dessus de chaque pile sont placés des montants verticaux qui s'assemblent au sommet de petits arcs, et qui sont consolidés par des contrefiches portées par les grands. La liaison des fermes est opérée par des entretoises posées sur les grands arcs, et qui portent à la rencontre de chaque ferme des parties saillantes entre lesquelles l'arc se trouve saisi. Le plancher est porté par des solives transversales élevées sur de petits supports en fer forgé. Quelques-unes de ses pièces sont posées diagonalement, pour s'opposer aux mouvements dans e sens horizontal : mais comme les cinq montants verticaux placés sur les piles ne sont entretenus que par une seule traverse, et par quelques pièces inclinées, placées dans la partie inférieure seulement, ce système ne paraît pas suffisamment contreventé dans le sens de la hauteur.

Pendant la construction du pont, M. Dillon mit en expérience une des fermes. Elle fut placée verticalement sur un assemblage de charpente, offrant à ses extrémités des points d'appui inébranlables, et on suspendit à chacun des points de la ferme sur lesquels devait porter le plancher, des caisses qui furent chargées en même temps du double du poids qu'ils auraient porté, dans le cas d'un concours extraordinaire de personnes sur le pont. Pendant ce chargement, on observa les changements de figure de l'arc qui forme la pièce principale de la ferme, et on reconnut qu'à mesure que la charge augmentait il s'abaissait un peu au sommet et se soulevait aux reins, ce qui est conforme à la théorie donnée dans le chapitre précédent. Cet arc reprit sa figure primitive après le déchargement.

Le pont d'Austerlitz, construit à Paris, vis-à-vis le jardin des plantes (pl. VI, fig. 9, 10 et 11), a été commencé en 1800 et terminé en 1806 par M. Lamandé. Il est composé de cinq arches de 32,36 mètres d'ouverture, portées sur des piles en pierre de 3 mètres d'épaisseur aux naissances, sur 6,8 mètres de hauteur au-dessus des basses eaux. La forme des arches est un arc de cercle de 42,06 mètres de rayon et de 3,236 mètres de flèche; elles offrent cinq fermes éloignées de 2,02 mètres de milieu en milieu, et formées par des châssis de 1,59 mètre de longueur, composés de trois portions d'arc concentriques de 68 millimètres d'épaisseur sur 135 millimètres de hauteur, liées par des montants normaux de même épaisseur que les arcs, sur 60 millimètres de largeur. Les tympans sont remplis par d'autres châssis, composés également de portions d'arcs réunies par des montants normaux, qui portent sur les voussoirs, et y

sont assemblés pour les montants du milieu par un simple enfourchement qui embrasse l'arc supérieur, et pour les montants latéraux par deux talons en retour qui s'introduisent entre deux cornettes tenant aux arcs des voussoirs, lesquelles sont traversées ainsi que le pied du montant par un boulon. Les fermes sont réunies par des entretoises en fonte, faites d'un barreau carré de 68 millimètres de grosseur sur 1,95 mètre de longueur, terminé à ses extrémités en forme de T. Ces entretoises sont placées à la jonction des voussoirs, et comme les deux branches des T sont traversées par des boulons, elles assujétissent entre eux ces voussoirs, dont la liaison se trouve ainsi opérée d'une manière très solide et très simple, et qui permet de remplacer à volonté les pièces que quelques accidents auraient fait rompre. Le plancher du pont est en charpente, et les madriers sont recouverts par des couches épaisses de terre glaise et de gravier. Les voussoirs ont été posés avec des cales de cuivre, et on a donné dans l'exécution au sommet des voûtes un surhaussement de 54 millimètres. Le tassement qui a eu lieu immédiatement après le décintrement, a varié dans les différentes arches de 7 à 11 millimètres, et depuis il a augmenté successivement jusqu'à 54 et 72 millimètres. Mais une partie doit être attribuée à l'effet de quelques ruptures, qui, après la construction de ce pont, fréquenté par de très lourdes voitures, ont eu lieu, particulièrement dans les parties voisines des culées, dans quelques-uns des montants normaux réunissant les arcs des voussoirs. Ces montants n'ayant d'autre objet que d'entretenir les arcs entre eux, et les pièces essentielles du système, qui sont ces arcs et les entretoises, n'ayant été aucunement altérées, les ruptures n'influent en rien sur la solidité du pont. On a rétabli la liaison des arcs, en doublant les montants rompus par des bandes de fer forgé.

Nous avons proposé, en janvier 1805, à l'occasion des discussions qui ont eu lieu sur l'étendue du débouché du pont de l'Archevêché, à Lyon, de remplacer les cinq arches en pierre de cet édifice par trois arches en fer fondu, dont celle du milieu (pl. V, fig. 8) aurait eu une ouverture de 73 mètres, à-peu-près égale à celle du pont de Wearmouth. Les arcs auraient été formés avec des tuyaux de fonte, semblables à ceux des conduites d'eau, et assujétis de la même manière : on en aurait employé deux rangs assemblés par des montants passant entre les extrémités des tuyaux, et portant des trous correspondants à ceux dont leurs rebords sont percés, afin d'être arrêtés par les boulons qui les réunissent. L'assemblage des entretoises eût été le même. Les reins de la voûte sont remplis par d'autres tuyaux liés avec elle au moyen de ce que les montants y sont pro-

longés, et qui ajoutent à sa résistance. La force d'un tuyau étant, à égale quantité de matière, beaucoup plus grande que celle d'un solide plein (voyez la note du chapitre 1er. [II]), cette disposition nouvelle permettrait d'économiser quelque chose sur le volume de la fonte.

M. Bruyère, maître des requêtes, et directeur-général des bâtiments civils, a fait construire en 1808, sur la petite rivière de Crou, près de Saint-Denis, un pont en fer forgé (pl. VI, fig. 6, 7 et 8), dont les pièces sont assujéties par un procédé particulier. Ce pont, dont l'ouverture est de 12 et la flèche d'un mètre, et qui ne sert qu'au passage des chevaux de halage, offre un système de voussoirs analogue à ceux des ponts précédents. Mais comme il eût été difficile et coûteux de souder à la forge les pièces qui composent chaque châssis, on a employé un mode d'assemblage dont la figure 8 peut donner l'idée. Les montants portent quatre quarts de cercle qui n'ont que la moitié de l'épaisseur des fers, et les pièces des arcs et des traverses diagonales qui viennent aboutir au même point portent aussi chacune à leurs extrémités un quart de cercle, qui n'a également que la moitié de l'épaisseur des fers, et qui s'ajuste contre ceux des montants. Une plaque circulaire soudée au bout des entretoises recouvre cet assemblage, et, au moyen des quatre boulons qui le traversent, il devient très solide. M. Bruyère a appliqué avantageusement cette disposition à une nouvelle construction de portes d'écluse en fer forgé.

M. Bruyère a proposé en 1810 un projet pour l'exécution d'un pont en fer forgé, dans le prolongement de l'axe de l'hôtel des Invalides, à Paris. Il devait présenter une seule arche de 130 mètres d'ouverture, et les fermes étaient composées de voussoirs offrant une construction analogue à celle qu'on vient de décrire. Elles étaient réunies par des entretoises et des contrevents inclinés, disposés dans tous les intervalles des voussoirs. L'exécution de cet ouvrage, qui devait seulement servir au passage des gens de pied, avait été ordonné par un décret; mais elle a été suspendue.

M. Lamandé a fait, en 1811, pour le même emplacement, un projet de pont en fer, dont les voussoirs, exécutés partie en fonte et partie en fer forgé, offraient à cet égard une disposition nouvelle. Le pont aurait été composé de trois arches, et celle du milieu seule devait être construite en fer. Son ouverture était de 80 mètres, et elle aurait pu donner passage aux voitures. Les arcs des voussoirs étaient en fer fondu, mais les montants et les traverses diagonales, c'est-à-dire toutes les pièces qui, dans les oscillations du système, sont exposées à des efforts dirigés perpendiculairement à leur longueur, étaient en fer forgé.

Chaque montant servait pour les deux voussoirs contigus, et portait à ses extrémités des cornettes entre lesquelles les arcs de fonte de ces voussoirs étaient reçus, et qui donnaient les moyens d'assembler les traverses diagonales et les entretoises. Les arcs en fer fondu des voussoirs étaient embrassés par deux arcs en fer forgé, et tous les trois étaient assujétis et serrés par des brides.

C'est à-peu-près à cette époque qu'on a eu connaissance en France de l'ouvrage allemand dans lequel M. de Reichenbach a proposé d'employer des tuyaux de fer fondu à la construction des ponts; et M. Wiebeking, directeur-général des ponts et chaussées, en Bavière, a publié, en 1812, en allemand, un Traité sur les ponts de fer, dans lequel il propose également d'exécuter les fermes avec un seul cours de ces tuyaux. Il leur donne environ 2,5 mètres de longueur, et ils sont assujétis les uns aux autres au moyen de ce que leurs extrémités entrent dans une portion de cylindre portée par les extrémités des entretoises, qui sont elles-mêmes formées par des tuyaux. Cet assemblage serait solide; mais, comme celui du pont de Stains, il rend impossible le changement d'aucune pièce. M. Wiebeking donne le projet de deux ponts composés sur ces principes : l'un, de 34 mètres d'ouverture sur 3,4 mètres de flèche, n'est porté que par trois fermes; les tuyaux ont 22 centimètres de diamètre sur 36 millimètres d'épaisseurs; la grosseur des entretoises est un peu moins considérable : l'autre, représenté par la fig. 9, pl. V, aurait 89 mètres d'ouverture sur 8,76 de flèche. Il est également porté par trois fermes; mais, pour prévenir les oscillations horizontales, M. Wiebeking y ajoute deux fermes diagonales, en faisant ici une nouvelle application d'une disposition qu'il avait déjà employée au pont de bois d'Ettringen. Les tympans n'étant remplis que par des montants normaux consolidés par des croix de Saint-André, ou par des cercles en fer forgé, n'ajoutent rien à la force de l'arc, et il nous paraît très douteux que cet arc pût résister à la grande pression longitudinale à laquelle il se trouve exposé (1).

(1) M. Wiebeking, dans la vue de s'assurer la priorité de l'idée d'employer les tuyaux de fer fondu à la construction des ponts, rapporte qu'il a publié cette idée dans son Architecture hydraulique dès l'année 1805, qu'il l'a communiquée ensuite de vive voix à différentes personnes, et enfin à l'Institut de France en 1810, et que ce n'est qu'à la fin de 1811 qu'il a eu connaissance de l'ouvrage de M. de Reichenbach, dans lequel cette même idée est proposée. M. Wiebeking n'affirme point cependant que M. de Reichenbach n'ait pu imaginer de son côté ce genre de construction, et observe avec raison qu'il peut se présenter à l'esprit de tout ingénieur qui réfléchit sur l'emploi du fer dans les grandes charpentes.

On sait effectivement depuis longtemps que le solide cylindrique, évidé dans l'intérieur, à

SECTION II.

DE L'ÉTABLISSEMENT DES PONTS DE FER.

Les ponts construits en fer ne sont pas en bien grand nombre, leurs genres de construction ne sont pas très variés, et on n'a pu encore observer sur eux les effets du temps; il est donc difficile de donner des règles pour leur établissement : cependant nous ferons sur ce sujet quelques observations.

On a employé pour les ponts de fer deux genres de construction différents : l'un est analogue au système des ponts de charpente, et l'autre aux voûtes en pierre. Dans l'un, les fermes sont composées de grandes pièces, que l'effort de la charge tend à faire plier et rompre, et qui lui résistent en raison de la force d'élasticité qu'elles possèdent. Dans l'autre, ces fermes sont composées de châssis qui forment autant de voussoirs. Quant au premier genre de construction, qui est celui du pont de Coalbroockdale et du pont du Louvre, à Paris, les observations faites dans la dernière section du chapitre précédent sur la nature des systèmes de charpente, trouvent ici leur application, et conduisent pour les ponts de fer à la même conclusion que pour les ponts de bois : c'est-à-dire qu'il est indispensable que les deux moitiés d'une ferme ne forment qu'un seul corps depuis les naissances jusqu'au sommet; que la force d'élasticité de ces deux moitiés doit faire équilibre aux pressions qui s'exercent dans le sens de leur longueur; et que, si l'ouverture du pont était trop considérable pour qu'on pût les exécuter d'une seule pièce, le meilleur parti à prendre serait de les composer de plusieurs

égale quantité de matière, offre plus de résistance qu'un solide plein à base carrée ou circulaire. Il était donc naturel de penser qu'il pouvait y avoir quelque avantage à se servir de tuyaux pour la composition des fermes des ponts de fer, et on a vu ci-dessus que M. Gauthey a eu depuis longtemps cette idée, dont il nous semble avoir tiré un bien meilleur parti que M. Wiebeking.

La même observation s'applique aux dispositions proposées par M. Wiebeking, soit pour diminuer la masse des culées, en prolongeant par un arc rampant en pierre la voûte de fer qui forme la principale pièce de chaque ferme, soit pour affaiblir l'effet des oscillations verticales des planchers, en mettant dans les reins des cercles élastiques en fer forgé. Ces deux dispositions ont été indiquées par M. Gauthey dans des Mémoires et des Rapports composés en 1799 et 1800, et qui, dès cette époque, ont été connus de divers ingénieurs, et copiés par les élèves de l'Ecole des ponts et chaussées.

rangs d'arcs superposés verticalement, dont les joints se croiseraient, et qui, par le moyen d'entailles et de boulons, seraient liés entre eux avec toute l'exactitude possible.

Quoique la force d'élasticité de la fonte soit considérable, cette matière est trop cassante pour qu'on puisse employer avec sûreté des pièces très longues, auxquelles il faut donner une très grande épaisseur pour leur procurer la solidité nécessaire. On a vu dans la note du chapitre précédent, qu'une pièce de bois, dont la longueur ne surpasse pas six à sept fois la grosseur, ne plie point par l'effet d'une pression longitudinale, et elle ne pourrait céder à cette pression qu'en s'écrasant. Il en est de même du fer fondu : quand la longueur et l'épaisseur ont été proportionnées convenablement, il devient impossible qu'une pièce plie ou casse par l'effet d'une pression de ce genre; et elle ne pourrait également que s'écraser. Il y a tout lieu de croire que la meilleure manière d'employer la fonte est d'en faire ainsi des pièces trop courtes pour pouvoir plier; et comme sa consistance est très grande, et surpasse beaucoup celle du bois et de la pierre, cette matière sera capable, employée de cette manière, d'une résistance excessivement considérable. Mais l'emploi de pièces très courtes comporte nécessairement un système de voussoirs; et la voûte qu'ils formeraient devant offrir d'autant plus de solidité que leur longueur de coupe sera plus grande, on se trouve conduit, non à faire les voussoirs pleins, ce qui emploierait trop de matière, ou ne permettrait de donner à la voûte que trop peu d'épaisseur; mais à employer des châssis par le moyen desquels on obtient l'épaisseur convenable pour la voûte, ainsi que la légèreté et l'économie de matière permises par la grande résistance de la substance qu'on emploie.

En examinant la disposition du pont de Wearmouth, on serait tenté de croire qu'elle a été réglée d'après des considérations analogues à celles-ci. En effet, il paraît, par le peu de longueur des voussoirs, qu'on n'a voulu composer les arcs que de pièces trop courtes pour pouvoir plier. La longueur de ces pièces est de 736 millimètres, et leur plus petite dimension en largeur est de 87 millimètres, qui se trouve entre le $\frac{1}{8}$ et le $\frac{1}{9}$ de la longueur. Une pièce de bois ne pouvant plus plier sous une pression longitudinale, quand sa largeur est le $\frac{1}{7}$ de sa longueur, il est plus que vraisemblable que les pièces de fonte des arcs du pont de Sunderland se trouve dans le même cas. Ainsi les faibles oscillations qui peuvent avoir lieu dans ce pont, lors du passage des voitures, sont de la même nature que celles qui ont lieu dans les ponts de pierre, et dans ces oscillations les pièces des arcs n'éprouvent point de flexion.

Dans le pont de Stains, la plus petite dimension en largeur des pièces qui composent les arcs n'est plus que le $\frac{1}{15}$ de leur longueur : il faudrait avoir fait sur ce sujet des expériences spéciales pour décider si, d'après ce rapport, ces pièces peuvent fléchir sous des pressions longitudinales. Mais dans le pont d'Austerlitz, où l'épaisseur des pièces des arcs n'est que le $\frac{1}{21}$ de leur longueur, il est possible que ces pièces soient susceptibles de plier par l'effet de pressions de ce genre. Cependant, l'amplitude des oscillations qui se manifestent dans les arches de ce pont est si peu considérable (1), qu'il est à présumer que la force d'élasticité des arcs des voussoirs est assez grande pour que les efforts qu'ils supportent n'y puissent produire aucune flexion, et que ces oscillations sont uniquement dues à la compression et à la restitution alternatives des pores de la fonte.

A l'égard du fer forgé, comme il coûte environ deux fois plus que le fer fondu, que sa résistance n'augmente pas à beaucoup près dans le même rapport que sa valeur, et que son emploi comporte des difficultés d'exécution qui n'existent point pour la fonte, il est vraisemblable qu'il ne lui sera jamais préféré pour la construction des grands ponts. Il serait d'ailleurs également nécessaire, pour faire le moins de dépense possible, de se servir de pièces trop grosses par rapport à leur longueur pour qu'elles puissent plier ; et il paraît très probable, quoique l'expérience n'ait pas encore prononcé positivement sur ce sujet, que, pour remplir ce but, il faudrait, sous une même longueur, employer des pièces plus grosses en fer forgé qu'en fonte.

La première considération à laquelle on doive s'attacher dans un système de voussoirs, est de leur donner la force nécessaire pour résister aux pressions auxquelles ils sont soumis : sans cela la voûte ne pourrait subsister un seul instant. Mais, pour que l'équilibre s'y maintienne, on doit satisfaire à une autre condition non moins essentielle, qui est de rendre les voussoirs invariables de forme. Si les châssis des voûtes des ponts de fer étaient composés de pièces réunies par des charnières à leurs extrémités, autour desquelles elles puissent tourner librement, on conçoit la possibilité mathématique d'établir l'équilibre, en déterminant la forme de la voûte par la condition que les directions des pressions transmises d'un voussoir à un autre passent toujours par les centres des charnières. Mais

(1) M. Gérard a observé que l'amplitude des oscillations verticales du sommet des arches du pont d'Austerlitz, lors du passage des voitures de pierres chargées de sept à huit mille kilogrammes, est de 4 à 5 millimètres. L'amplitude des oscillations horizontales est de 5 à 6 millimètres.

comme cet équilibre ne serait point stable, il serait réellement impossible de l'obtenir dans l'exécution, et la moindre force étrangère suffirait pour le rompre et pour entraîner la chûte du système. Ce qui se présente de plus naturel pour rendre un voussoir en fonte invariable de forme, c'est de le couler plein, disposition qui exigerait l'emploi d'une trop grande quantité de matière. D'une autre part, en se bornant à ne faire que les quatre côtés du chassis, réunis si l'on veut par des traverses perpendiculaires à ces côtés on s'expose à voir rompre les pièces près de leurs points de jonction, parce que les pressions qui tendent à faire varier la forme du voussoir étant dirigées diagonalement, se décomposent en deux forces dont l'une est perpendiculaire à la direction des montants, et que la fonte résiste très mal à une pression transversale. Mais on évitera ce danger, en remplaçant les montants normaux par des pièces dirigées diagonalement, ainsi que M. Lamandé l'avait proposé pour le pont d'Austerlitz, et pour celui qui devait être exécuté dans l'emplacement du pont d'Iéna. Ces diagonales ajoutant à la force du voussoir, permettent d'ailleurs de réduire la grosseur des arcs, tandis que les montants normaux sont absolument inutiles au soutien de la pression à laquelle les parties de la voûte sont soumises.

Quant aux dimensions des pièces des voussoirs, il nous semble qu'il n'y a aucune raison de donner plus de grosseur aux arcs dans le sens vertical que dans le sens horizontal. En effet, si la première disposition convient pour des pièces posées sur deux appuis et chargées transversalement, ou pour des pièces pressées longitudinalement, mais que des moises empêchent de plier dans le sens horizontal, comme dans les cintres en bois, il n'en est pas de même pour les arcs des voussoirs en fonte, qui ne sont moisés horizontalement qu'à leurs extrémités, et qui par conséquent ayant également la liberté de plier dans un sens ou dans un autre, doivent offrir la même résistance dans tous deux. Il faudrait donc que la section de ces arcs fût un carré, ou plutôt un cercle, qui, avec moins de matière, offrirait plus de force. On aurait plus de force encore en composant ces arcs de portions de tuyaux, et ce serait aussi le moyen d'obtenir, sous une longueur et sous un volume donnés, les pièces les moins capables de fléchir.

Les plans de joint des voussoirs en fonte ayant très peu de largeur, il est important que ces voussoirs soient assujétis solidement les uns aux autres, de manière à ce qu'ils ne puissent pas se déranger latéralement et sortir du plan des fermes. Les arcs en fer forgé du pont de Sunderland remplissent très bien cet objet, et on ne peut guère se dispenser d'en employer si on ne met pas des entretoises à chaque joint. Peut-être est-il préférable de multiplier les entretoises et

d'en placer à tous les joints : alors on pourra, comme au pont d'Austerlitz, se passer de ces arcs, même dans les arches plus grandes que celles de ce dernier pont. Mais il serait très utile, pour prévenir les oscillations horizontales, que les voussoirs fussent liés d'une ferme à l'autre par des pièces inclinées, dirigées diagonalement dans leurs intervalles. On serait même tenté de regarder l'emploi de ces pièces comme indispensable, si l'exemple du pont de Wearmouth ne démontrait par le fait qu'on peut sans elles exécuter de très grandes arches.

L'épaisseur d'une voûte en pierre, ou la hauteur de coupe des ses voussoirs, ne peut pas être réduite au-delà de certaines limites, qui sont fixées, soit par la nécessité de maintenir l'équilibre dans la voûte, dont les différentes parties ne peuvent rester en repos qu'autant que les rapports de leurs masses satisfont à certaines conditions, soit par la considération de la force de la pierre. Comme la résistance de la fonte est excessivement considérable, et que, dans tous les systèmes de ponts de fer projetés ou mis à exécution, les voussoirs sont exactement liés entre eux, en sorte qu'il ne peut se faire d'ouverture dans les joints, comme cela aurait lieu s'il se trouvait quelque défaut d'équilibre, il paraît que dans ces derniers ponts on ne peut plus faire dépendre l'épaisseur de la voûte des considérations auxquelles celle des voûtes des ponts de pierre est assujétie ; ce qui semblerait au premier coup-d'œil permettre de diminuer considérablement cette épaisseur, et de réduire à très peu de chose la hauteur de coupe des voussoirs. Mais il faut remarquer qu'une voûte composée de voussoirs exactement liés entre eux devient un solide d'une seule pièce, doué d'une certaine force d'élasticité, qui doit être proportionnée aux pressions auxquelles il est exposé.

Les cintres composés de châssis en fer fondu liés entre eux considérés sous ce nouveau point de vue, qui ne paraît pas moins essentiel et moins bien fondé que le premier, se rapprochent des cintres en charpente, examinés dans le chapitre précédent, en sorte qu'ils doivent être soumis aux conditions *d'équilibre de résistance* qui ont été reconnues essentielles pour ces derniers, en ayant égard toutefois, dans la manière de satisfaire à ces conditions, aux différences qui doivent résulter de la nature des matériaux. Ainsi, imaginant dans un cintre en fer deux lignes inclinées menées du sommet aux naissances, et décomposant la charge supportée par le cintre en pressions qui s'exercent suivant ces lignes, il faudra que chacune des moitiés, considérée comme un solide posée verticalement, soit capable de résister à une charge égale à ces pressions. Le volume de la fonte qu'on doit employer étant donné, le meilleur parti qu'on puisse en tirer pour remplir cet objet, consiste évidemment à en composer un solide qui ait le

moins de largeur horizontale et le plus de hauteur verticale qu'il sera possible. La première idée qui se présente est donc encore ici d'employer des plaques très minces : mais cette disposition étant peu praticable, et un solide en fonte, pour ne pas être trop fragile, devant avoir une certaine épaisseur, on se trouve conduit à composer le cintre de plusieurs rang d'arcs, dont le système offrira d'autant plus de résistance qu'il aura plus de hauteur, et que les arcs seront liés entre eux d'une manière plus parfaite. Si on se rappelle maintenant ce qui a été dit ci-dessus sur l'avantage, ou plutôt sur la nécessité de composer un pont de fer de pièces trop courtes pour pouvoir plier et casser, et qui ne pourraient qu'être écrasées, on jugera que ces arcs doivent être faits d'un grand nombre de parties, et on se trouvera conduit à assembler ces parties en châssis, par la facilité qui en résultera pour la fonte et pour le levage, ainsi que pour lier les rang d'arcs les uns aux autres. Et si on observe, de plus, qu'il ne suffit pas, pour donner au cintre ainsi formé les propriétés d'un solide fait d'une seule pièce, de lier ces arcs dans le sens normal à la courbe, ce qui les maintient seulement à la même distance les uns des autres, mais qu'il faut encore faire en sorte qu'ils conservent leurs positions respectives, on reconnaîtra la nécessité de disposer dans les châssis des traverses diagonales, qui seules peuvent produire ce dernier effet.

Il paraît donc, sous quelque point de vue qu'on envisage la disposition des ponts de fer fondu, qu'on ne peut rien trouver de mieux que des châssis, dans lesquels on substituerait aux montants normaux intérieurs usités jusqu'à présent, des traverses diagonales.

Les considérations précédentes portent uniquement sur la nature de la résistance qu'offre le fer fondu. On doit avoir égard aussi, dans la composition des diverses parties d'un pont, aux circonstances de la fabrication de la fonte. On sait, par exemple, que les différentes parties d'une pièce coulée se solidifient plus ou moins lentement, lors du refroidissement, suivant qu'elles ont plus ou moins de grosseur. Il est rare que deux parties d'une pièce, qui ne sont pas solidifiées en même temps, se trouvent parfaitement unies : elles offrent souvent à leur point de jonction un commencement de fissure. Il est donc important de prévenir ce défaut, en donnant aux différentes parties d'une pièce des grosseurs à-peu-près égales. Mais nous ne pouvons entrer, sur les qualités et la fabrication des fers, dans des détails dont il faut faire une étude particulière dans les ouvrages qui en traitent spécialement (1).

(1) Voyez particulièrement l'Art de fabriquer les canons, de M. Monge, et la Sidérotechnie de M. Hassenfratz, chez Firmin Didot.

Quelques personnes ont craint pour la solidité des ponts de fer, les effets de la dilatation et du resserrement qui ont lieu lors des changements de température. L'expérience prouve que ces effets ne sont pas plus à craindre dans les ponts de fer que dans ceux de pierre ou de bois. Pour se rendre compte de leur nature, nous remarquerons qu'en supposant que la voûte en fonte trouve dans les culées un obstacle absolument invincible, l'allongement des arcs qui a lieu quand la température s'élève obligera le sommet de la voûte à se relever, et ce sommet descendra quand la température s'abaissera. Si les arcs d'intrados et d'extrados des voussoirs avaient la même longueur, ces arcs, dans les soulèvements et abaissements de la voûte, demeureraient exactement parallèles; mais comme l'arc d'extrados est décrit d'un plus grand rayon que l'arc d'intrados, et a par conséquent un plus grand développement, sa longueur éprouve, lors des changements de température, des variations plus grandes, de sorte que, quand la voûte s'élève, les montants normaux se trouvent tirés de bas en haut avec une force qui va en augmentant depuis les naissances jusqu'à la clef, et que, quand la voûte s'abaisse, ces montants sont au contraire comprimés de haut en bas par une force analogue. Mais il est aisé de s'assurer par le calcul que la différence entre l'allongement ou le raccourcissement des arcs d'extrados et d'intrados, pour les plus grandes arches, est trop peu considérable pour qu'il puisse en résulter d'effet sensible (1), et que les ouvertures de joints qui, dans une voûte

(1) Soit une arche de 80 mètres d'ouverture : supposons que le rayon de l'arc de la voûte ait 80 mètres de longueur, et que la hauteur des voussoirs soit de deux mètres, en sorte que l'arc d'extrados se trouvera décrit par un rayon de 82 mètres. L'arc étant le $\frac{1}{6}$ de la circonférence, le développement de l'intrados sera $\frac{3,1416 + 80}{3} = 83,7760$ mètres, et le développement de l'extrados sera $\frac{3,1416 + 82}{3} = 85,8704$ mètres. Des expériences faites en Angleterre, et répétées par MM. Lavoisier et Laplace, ont appris que la fonte s'allongeait depuis la température de la glace fondante jusqu'à celle de l'eau bouillante, de $\frac{1}{900,91}$ de chacune de ses dimensions, ce qui revient à $\frac{1}{72072,8}$ par degré du thermomètre de Réaumur. En supposant que la variation de la température, des plus grands froids de l'hiver aux plus grandes chaleurs de l'été, soit de 40 degrés, il s'ensuit que les dimensions des arcs de fonte peuvent varier de $\frac{1}{1802}$ de leur longueur. Or, on a $\frac{83,7760}{1802} = 0,04649$ mètres, et $\frac{85,8704}{1802} = 0,04765$ mètre : ainsi l'excès de l'allongement de la courbe d'extrados sur celle d'intrados est de 1,16 millimètre.

en arc, ont nécessairement lieu à l'extrados près des naissances, par suite du tassement qui s'y opère, sont beaucoup plus considérables qu'il ne serait nécessaire pour permettre à la longueur de l'arc d'extrados de varier librement sans qu'il puisse résulter de son excès de développement ou d'accourcissement aucune tension ou aucune compression dans les montants.

A l'égard de la poussée des arches en fer, nous ne pourrions que répéter ici ce qui a été dit sur la poussée des arches en bois, et nous renvoyons par conséquent pour cet objet à la IIe section du chapitre précédent, page 67.

De la manière d'évaluer la résistance des fers dans les ponts.

D'après les principes établis dans le chapitre précédent sur le mode de résistance des systèmes de charpente, et les règles de la théorie de la résistance des solides exposées dans la note du chapitre premier, le sujet de ce paragraphe ne peut présenter d'autre difficulté que celle qui tient au défaut d'expériences suffisantes sur la force du fer fondu ou forgé. On trouvera dans la note ci-dessous les résultats que nous avons recueillis sur cette matière. Il ne paraît pas qu'ils puissent encore suffire aux besoins de la pratique.

Quant à la manière d'en faire l'application à l'établissement des ponts de fer, nous rappellerons encore ici la distinction déjà établie dans les système de construction de ces ponts. Si les fermes sont composées de grandes pièces, il sera toujours aisé de se rendre compte des efforts auxquels ces pièces sont soumises, soit dans le sens de leur longueur, soit transversalement ; et si on connaissait l'expression numérique du moment d'élasticité de la fonte, on proportionnerait facilement leur résistance à ces efforts. Si plusieurs pièces concouraient à supporter la même pression, et qu'elles fussent liées entre elles, soit par des montants normaux qui, maintenant leurs distances respectives, les obligeraient à fléchir ensemble, soit par une juxta-position complète et par des entailles, qui de plusieurs pièces n'en feraient qu'une seule, il faudrait avoir égard à ces divers modes de liaison, en employant respectivement pour chacun les équations (B) et (C) des pages 84 et 85, suivant ce qui a été expliqué dans le chapitre précédent et les exemples qui ont été donnés dans la IIe note de ce chapitre, ce système étant parfaitement analogue à celui des ponts en bois. Il paraît au surplus qu'on lui préférera toujours les cintres composés de voussoirs liés entre eux, sur lesquels nous allons entrer dans quelques détails.

Nous avons considéré ci-dessus ce dernier système sous deux points de vue

différents, savoir, comme formant une voûte, et comme formant un solide d'une seule pièce. Reprenons ces deux considérations, et soit d'abord le cintre ACB (pl. VIII, fig. 28) composé de châssis en fonte formant voussoirs, qui ne sont point liés les uns aux autres et qui sont supposés invariables de forme. Il faudra, pour que le système soit suffisamment solide, que les portions d'arc des châssis aient une résistance proportionnée aux pressions qu'ils supportent. Ces pressions se calculent facilement d'après la théorie qui a été donnée dans le livre précédent. Soit nommée x la demi-ouverture AD, y la flèche de l'arc augmentée de l'épaisseur de la voûte CD, α la distance horizontale AP, la ligne MP étant la verticale qui passe par le centre de gravité de la charge supportée par chacune des moitiés de la voûte, et μ la valeur de cette charge. Le levier hypothétique AC se trouvant chargée du poids μ, ce poids, décomposé dans le sens de ce levier, donne pour la pression qui s'exerce au point A, $\mu\frac{\sqrt{(x^2+y^2)}}{y}$: c'est donc à cette force que la résistance de l'arc inférieur At du voussoir voisin des naissances devra faire équilibre. Quant à la pression qui a lieu au sommet de la voûte, elle est représentée par $\mu\frac{\alpha}{y}$, quantité plus petite que la précédente, et par conséquent les arcs des voussoirs y pourraient être plus faibles. Les arcs de tous les autres voussoirs peuvent avoir des résistances intermédiaires entre celles qui feraient équilibre à ces deux forces, et on observera qu'aux naissances c'est l'arc inférieur du voussoir qui supporte toute la pression, qu'au sommet c'est l'arc supérieur, et que dans les intervalles AC, BC, la pression se répartit sur les arcs supérieurs et inférieurs, de manière que, vers le milieu de ces intervalles, les deux arcs de chaque voussoir se trouvent à-peu-près également chargés. Mais la mécanique ne fournit jusqu'à présent aucune ressource pour évaluer rigoureusement les efforts que ces arcs supportent respectivement, et pour exprimer la manière dont les pressions se transmettent d'un voussoir à un autre.

Si les voussoirs sont assez longs pour que les pièces des arcs puissent plier, il faudra qu'aux naissances et au sommet les moments d'élasticité de ces pièces surpassent respectivement les forces $\mu\frac{\sqrt{(x^2+y^2)}}{y}$, et $\mu\frac{\alpha}{y}$. Mais si les voussoirs sont courts, et que les arcs ne puissent céder qu'en s'écrasant, il faudrait alors considérer leur résistance sous ce dernier point de vue, et la mettre en équilibre avec ces forces. Comme rien n'empêche d'accourcir à volonté les voussoirs, et que, quoique la force de pression nécessaire pour écraser la fonte ne soit pas connue, on ne peut douter qu'elle ne soit excessivement considérable,

il semble qu'on pourrait, en réduisant leur longueur, réduire aussi considérablement l'épaisseur des arcs. Mais il faut observer qu'en multipliant les joints des voussoirs, il faudrait multiplier les entretoises, ou créer quelque autre moyen de liaison, en sorte qu'on n'obtiendrait aucune économie.

La force des arcs du cintre étant ainsi établie de manière que les différentes parties de la voûte résistent aux pressions auxquelles elles sont exposées; supposons que ces parties sont assujéties les unes aux autres, et ne forment plus qu'un solide d'une seule pièce. On a vu dans le chapitre précédent qu'une pièce cintrée; telle que ACB (pl. VIII, fig. 29), cédait à la charge en s'abaissant au sommet C, et se soulevant aux reins vers le point D, où elle tendait à se rompre. Il est visible que l'effet de la force qui tend à opérer cette rupture est d'occasionner une compression au point D, situé à l'intrados du cintre, et une extension au point E, situé à l'extrados : en sorte que, en supposant que la liaison des deux voussoirs en E soit parfaite, et que l'arc supérieur offre à l'extension une résistance invincible, il faudra que l'arc inférieur ait une force suffisante pour ne point être rompu ou écrasé sous la pression qu'il supporte, et réciproquement, en supposant la résistance de l'arc inférieur invincible, il faudra que la force de l'arc supérieur en E et le mode de liaison des voussoirs soient tels, qu'ils résistent à la tension qui s'exerce en ce point.

On peut d'ailleurs, connaissant la charge et les dimensions du cintre, évaluer les pressions et les tensions qui ont lieu respectivement à l'intrados et à l'extrados près des points de rupture. Concevons une pièce courbe AEB (pl. VIII, fig. 30) posée verticalement, et chargée à son extrémité supérieure d'un poids F agissant suivant AB, et soit DE le plan suivant lequel la rupture doit se faire : nommons b l'épaisseur ED, et z la distance DP. Si on suppose d'abord que toute extension soit impossible en E, et que le solide ne peut céder qu'en se comprimant en D, il faudra considérer le point E comme un point fixe, autour duquel la force F et la pression qui a lieu en D se feront mutuellement équilibre, avec les bras de levier EP et ED. Ainsi, nommant p cette pression, on aura $cp=(c+z)$ F, d'où $p=\left(1+\frac{z}{c}\right)$ F. En admettant ensuite que toute compression soit impossible en D, et que la pièce ne puisse céder qu'en s'étendant en E, il faudra considérer à son tour le point D comme un centre fixe, autour duquel la force F et la résistance à l'extension en E, que nous nommerons q, se font équilibre : on aura donc $cq=z$ F, et $q=\frac{z}{c}$ F.

Pour appliquer maintenant ces résultats aux cintres des ponts de fer, il suffit

de substituer à la force qui agit suivant CA et CB (fig. 30), et qui résulte de la charge supportée par le sommet décomposée suivant ces lignes. En conservant les dénominations ci-dessus, cette force est représentée par $\mu\frac{\alpha\sqrt{(x^2+y^2)}}{xy}$, en sorte que si b est la longueur de coupe des voussoirs, et si z représente la ligne DP, ou la plus grande distance de la ligne AC à lintrados du cintre (dont la position détermine le point D où la rupture doit s'effectuer), les expressions

$$p=\mu\left(1+\frac{z}{c}\right)\frac{\alpha\sqrt{(x^2+y^2)}}{xy},\text{ et }q=\mu\frac{z}{c}\cdot\frac{\alpha\sqrt{(x^2+y^2)}}{xy},$$

représenteront respectivement les pressions et les tensions qui ont lieu à l'intrados des voussoirs, dans le point de la voûte où ces forces ont la plus grande valeur possible.

Ainsi, en faisant tous les voussoirs égaux, ce qui paraît assez convenable, il faut d'abord mettre leurs arcs en état de résister à une pression longitudinale représentée par la valeur ci-dessus de p, laquelle, suivant les circonstances, peut être plus grande ou plus petite que la pression $\mu\frac{\sqrt{(x^2+y^2)}}{y}$, à laquelle on a vu plus haut que les arcs inférieurs voisins des naissances étaient exposés. Cette première condition étant satisfaite, il faut ensuite que ces arcs soient en état de résister à une force égale à q, qui les tirerait dans le sens de leur longueur, et que les moyens de liaison par lesquels ont réunit les voussoirs les uns aux autres, soient aussi en état de faire équilibre à cette même force.

Les valeurs des forces p et q, et particulièrement la dernière, diminuant quand c augmente, on voit qu'il y a de l'avantage à augmenter l'épaisseur de la voûte, et à prolonger les voussoirs dans les reins. Mais il faut que ces prolongements soient fondus avec le voussoir lui-même, ou lui soient liés d'une manière assez parfaite pour qu'on puisse les considérer comme ne formant avec lui qu'une seule pièce. Dans le cas contraire, les prolongements des voussoirs produisent peu d'effet, sans cependant qu'on puisse les regarder comme entièrement inutiles.

NOTE

SUR L'ÉVALUATION DE LA FORCE DU FER.

Du fer fondu.

Les expériences sur la force du fer fondu sont encore en trop petit nombre pour offrir des résultats bien utiles. On ne peut présenter sur ce sujet que des aperçus malheureusement trop vagues.

La fonte, telle qu'on l'emploie dans les constructions des ponts, se trouve presque toujours pressée dans le sens de la longueur des pièces. Pour connaître la résistance qu'elle présente alors, il faudrait avoir l'expression numérique de son moment d'élasticité. On peut parvenir à cette expression, comme on l'a vu dans la note du chapitre 1er, par deux sortes d'expériences, soit en chargeant des barreaux verticalement, et observant les poids qui commencent à les faire plier, soit en les chargeant horizontalement, et observant les flèches de courbure qui répondent à différentes charges.

Nous ignorons s'il a été fait par d'autres personnes des expériences sur des barreaux de fonte chargés verticalement. Nous en avons fait nous-mêmes quelques-unes : mais comme il nous reste quelques doutes sur leurs résultats, nous ne les rapporterons point.

On a fait quelques expériences sur la fonte chargée horizontalement ; mais comme une très légère flexion suffit pour en causer la rupture, on n'a point cherché à comparer les flèches aux charges, et il eût été presque impossible de le faire avec quelque exactitude. Ainsi on ne peut tirer aucun parti de ces expériences pour l'évaluation du moment d'élasticité : mais elles peuvent donner quelques lumières sur la force capable de rompre des barreaux de fonte soumis à une pression transversale.

On a vu au commencement de la note du chapitre 1er, que la résistance d'une base de fracture rectangulaire, à l'instant de sa rupture, était toujours représentée, quel que fût le mode de résistance des fibres, par une expression de la forme $M\,a\,b^2$, dans laquelle M est constante pour un même corps, et a, b, représentent la largeur et l'épaisseur de la base. Si le barreau auquel cette base appartient est encastré à une extrémité, et qu'il porte un poids P à une distance c, on aura $P\,c = M\,a\,b^2$, et $P = M\,\frac{a\,b^2}{c}$. Si le même barreau est soutenu sur ses deux extrémités, P étant le poids qu'il porte au milieu, et c la distance des appuis, on aura $P = 4\,M\,\frac{a\,b^2}{c}$. Les expériences faites sur la fonte donnent le moyen de fixer pour cette matière la valeur de M. Le tableau n° 1 ci-dessous en offre les résultats : la cinquième colonne indique les charges qui, suspendues au milieu des barreaux, ont occasionné la rupture ; la sixième donne les valeurs correspondantes de 4 M, calculées par la formule $4\,M = \frac{P\,c}{a\,b^2}$.

L'examen de ce tableau est très propre à montrer combien il serait dangereux de se fier dans les applications à des résultats conclus d'expériences faites en petit. En effet, les premières expériences (1) faites sur des pièces posées sur deux appuis éloignés de 40,6 millimètres, et dont l'écarrissage n'a point passé 9 millimètres, conduisent, en négligeant même la première de toutes qui est visiblement anomale, à attribuer à la fonte une résistance trois ou quatre fois plus grande que les dernières (2), et on remarque, en général, que les nombres de la dernière colonne du tableau sont d'autant plus petits, que les pièces mises en expérience sont plus grandes. Les expériences de M. Ramus étant faites sur des barreaux d'un écarrissage à-peu-près égal à celui des pièces qu'on emploie dans les constructions, et offrant chacune un résultat moyen entre ceux de sept à huit épreuves, paraissent mériter toute confiance : et si on observe de plus que la fonte du Creuzot n'est point considérée dans le commerce comme étant d'une qualité supérieure, il paraît qu'on ne courra aucun danger, en faisant $4\,M = 14$, ce qui donnerait pour l'expression du poids qu'un barreau de fonte peut porter dans son milieu (3)

$$P = 14\,\frac{a\,b^2}{c}. \qquad (a)$$

On pourra s'assurer d'ailleurs, en examinant les détails des expériences de M. Ramus, qui ont toutes été faites sur des barreaux dont les dimensions étaient égales, et où l'on voit cependant que des pièces de fonte, qui paraissaient être de la même qualité, ont soutenu des poids qui différaient entre eux dans le rapport d'un à deux, que les variations dans la qualité de la fonte, et les erreurs des expériences, suffisent au-delà pour rendre raison des différences que présentent les valeurs de 4 M. La formule (a) pourra donc être employée dans les applications; et la flexion de la fonte est si peu considérable, qu'en prenant des poids un peu au-dessous des valeurs de P données par cette formule, on n'aura point à craindre de faire prendre aux pièces une courbure sensible.

Il arrive rarement au surplus que, dans les constructions, la fonte soit employée de cette manière. Elle supporte dans les voussoirs des ponts des pressions qui s'exercent dans le sens de la longueur des pièces, et c'est par conséquent pour des pressions ainsi dirigées qu'il serait très utile de connaître sa résistance. Mais l'expérience n'a encore donné aucune lumière sur ce sujet. On a vu d'ailleurs, dans le texte, qu'il paraissait nécessaire de mettre dans les pièces de fonte ainsi chargées un tel rapport entre leurs dimensions, qu'il fût impossible que ces

(1) Elles ont été faites à Saint-Gervais, en Dauphiné, et sont rapportées dans les Recherches sur l'artillerie, par M. Texier de Norbeck, tome II, page 391.

(2) Expériences faites par M. Ramus, au Creuzot, et publiées sous le nom de M. Gazeran, dans les Annales de chimie, tome VII. On les trouve aussi dans la Sidérotechnie de M. Hassenfratz, tome Ier, page 47. Ces expériences n'ayant eu pour objet que de comparer des fontes entre elles, l'appareil n'a pas été décrit complètement : les distances des appuis et les charges indiquées dans le tableau no 1, n'ont pu être établies qu'à-peu-près; mais les erreurs qui peuvent en résulter n'influent pas d'une unité sur les valeurs de 4 M contenues dans la dernière colonne.

(3) Le lecteur est averti que, dans la présente note, le millimètre est l'unité de mesure. Si on veut regarder le mètre comme l'unité, il faudra ajouter neuf zéros aux valeurs des coëfficients dans les équations (a), (b), (c), etc.

pièces pliassent. Cette condition, qui nous paraît très essentielle, étant satisfaite, la résistance de la fonte ne doit plus être considérée que sous un point de vue analogue à celui sous lequel on considère la résistance de la pierre, c'est-à-dire qu'il faudrait connaître la force nécessaire pour l'écraser, qu'il dépendrait du degré de consistance et de ténacité de cette matière, et qui serait sensiblement proportionnelle à la surface de la base des pièces. Cette force étant extrêmement considérable, et variant ainsi dans le même rapport que le poids des fermes, et par conséquent que la plus grande partie de l'effort à supporter, il y a lieu de penser qu'il faudrait s'éloigner beaucoup des dimensions qu'on a suivies dans les ponts exécutés, pour qu'il en résultât, sous ce rapport, du danger pour la solidité des constructions.

Quant à la résistance de la fonte à une traction longitudinale, nous ne connaissons qu'une seule expérience directe qui puisse servir à l'évaluer, celle qui est rapportée par Mussembroëk (1), qui a trouvé qu'un prisme à base carrée, dont le côté était de 0,17 pouce, a rompu sous un poids de 1930 livres; la valeur du pouce dont Mussembroëk s'est servi étant 26,17 millimètres, et celle de la livre 0,4917 kilogramme, cette expérience donne à la fonte une force de traction de 46,8 kilogrammes par millimètre carré : il avait employé de la fonte d'Allemagne dont la pesanteur spécifique était 7,8076. On va voir plus bas que des expériences de Mussembroëk avaient porté à 52 kilogrammes environ par millimètre carré la force de traction du fer forgé, et que des expériences faites plus en grand ont appris que ce résultat ne pouvait s'appliquer, sans une réduction considérable, aux fers employés dans les constructions. Il en est de même sans doute à l'égard de la fonte, et nous remarquerons d'ailleurs que son expérience est très loin de s'accorder avec l'évaluation précédente de la force de la fonte soumise à une pression transversale. En effet, d'après la valeur que nous avons cru devoir adopter pour 4M, on a $M=3,5$, et $P=3,5\,\frac{ab^2}{c}$ pour la force qui, suspendue à une extrémité d'une barre encastrée à l'autre, en causerait la rupture: d'où il suit que, d'après les principes de Galilée, la force de traction par millimètre carré serait $2M=7$ kilogrammes, et, d'après les principes de Mariotte, $3M=10,5$ kilogrammes, nombres qui sont tous deux beaucoup au-dessous du précédent, et dont nous croyons que, dans le pratique, on ne doit pas s'écarter sensiblement.

Du fer forgé.

Dans la résistance du fer forgé, comme dans celle de toutes les autres matières, on peut considérer deux genres de phénomènes différents, ceux de la flexion et ceux de la rupture; et quoique dans les idées communes le fer soit considéré comme une substance très flexible, il est cependant vrai qu'il l'est beaucoup moins que le bois; et tandis que c'est d'après les phénomènes de la flexion qu'on doit évaluer pour le bois la force qu'il lui faut attribuer dans les constructions, c'est d'après ceux de la rupture qu'il faut faire cette évaluation pour le fer

(1) Cours de physique expérimentale et mathématique, chap. XXI.

forgé, qui se trouve assimilé par cette circonstance à la fonte, à la pierre et aux autres matières cassantes.

Pour rendre raison de ce fait, qui a l'apparence d'un paradoxe, il suffit de remarquer que les pièces de fer, telles qu'elles s'offrent ordinairement à nos observations, ont leurs dimensions en largeur et en épaisseur très petites par rapport à leurs dimensions en longueur, ce qui leur laisse une grande flexibilité. Mais si on examinait des barreaux dans lesquels le rapport de la largeur à l'épaisseur fût tel que dans les pièces de bois employées dans les constructions, ces barreaux offriraient moins de flexibilité que ces pièces, et rompraient avant d'avoir pris une aussi grande courbure. Ainsi, par exemple, la distance des points d'appui entre lesquels une pièce de bois est assujétie étant assez ordinairement égal à dix ou douze fois son écarrissage, si on considère un barreau de fer dont la longueur soit de 30 centimètres, et l'écarrissage de 3 centimètres, on reconnaîtra que ce barreau est très peu flexible, et que, si on le charge assez pour le faire plier, la moindre flexion entraînera une rupture subite, comme cela arriverait dans un barreau semblable en fonte ou en pierre. Le fer est fréquemment employé dans les constructions en tirant, et alors on peut sans inconvénient lui donner une grande longueur. Mais quand on l'emploie à porter, soit qu'on le charge horizontalement ou verticalement, il faut nécessairement, pour en obtenir quelque résistance, que le rapport de l'écarrissage à la longueur soit tel, que les pièces ne puissent plier que difficilement, et alors, comme on vient de le dire, elles ne peuvent pas plier sensiblement sans rompre. C'est donc surtout la résistance à la rupture qu'il faut alors considérer dans le fer pour avoir la limite des poids dont il peut être chargé : d'où il suit que la recherche de la valeur numérique du moment d'élasticité du fer forgé n'est guère qu'un objet de curiosité, et offre peu d'intérêt pour les applications. Cependant nous avions fait pour cette évaluation quelques essais, dont nous allons d'abord exposer les résultats.

La meilleure manière de parvenir à l'évaluation du moment d'élasticité est toujours de charger dans leur milieu des pièces posées horizontalement, et d'observer simultanément les charges et les flèches de courbure correspondantes, parce que les expériences sont beaucoup plus facile à faire avec exactitude que celles où les pièces sont chargées verticalement, et que les observations des charges et des flèches de courbure pouvant être multipliées à volonté sur la même pièce, les erreurs se compensent, et on obtient d'une manière très approchée la véritable valeur de l'élasticité qui convient à cette pièce, tandis qu'en la chargeant verticalement on ne fait sur elle qu'une seule observation qui, par elle-même, est peu susceptible d'exactitude, et dont rien ne peut corriger l'erreur. C'est aussi par des expériences de ce genre que nous avons cherché à évaluer l'élasticité du fer forgé : elles ont été au nombre de onze. Les pièces ont été posées sur deux appuis et chargées au milieu. On n'a pas fait sur chacune moins de sept observations de charges et de flèches de courbure correspondantes, et sur quelques-unes le nombre de ces observations s'est élevé jusqu'à plus de quarante. Le grand nombre de ces observations, et la nature du fer, dans lequel l'élasticité ne diminue pas rapidement comme dans le bois par l'effet de l'augmentation de la charge, a permis d'employer, pour déterminer le rapport des charges aux flèches qui devait donner pour chaque pièce la valeur de l'élasticité, une méthode très exacte, et qui ne laissait lieu à aucun arbitraire. On a rapporté à deux axes rectangulaires les charges et les flèches de courbure correspondantes,

et il en est résulté des courbes qui, sur la presque totalité de leur cours, différaient très peu d'une ligne droite, en sorte que les plus grandes anomalies allaient rarement à $\frac{1}{20}$ ou $\frac{1}{30}$. On a ensuite tracé la ligne droite qui devait remplacer ces courbes et corriger les anomalies, en se servant de la première des deux méthodes exposées ci-dessus, livre II, note du chap. 1er, § 3; et la tangente trigonométrique de l'angle formé par cette ligne avec l'axe sur lequel les flèches avaient été portées, a donné la valeur du rapport des charges aux flèches, représenté par $\frac{P}{f}$ dans la notation de la note du chap. 1er du présent livre (1).

Le tableau n° 2 ci-dessous contient l'indication des expériences rangées suivant l'ordre de grandeur des valeurs de bc. On y a joint deux des expériences rapportées par M. Aubry (2), dont les résultats entrent avec une parfaite exactitude dans la loi que les nôtres établissent. La figure 31, planche VIII, offre les valeurs de bc et celles de l'élasticité, rapportées à deux axes rectangulaires. Les valeurs des constantes $3\varepsilon'$ et $2\varepsilon''$ ayant été déterminées comme cela est expliqué au bas du tableau n° 2, on a trouvé

$$3\varepsilon' = 56567, \qquad 2\varepsilon'' = 3{,}22212;$$

d'où

$$\varepsilon' = 18856, \qquad \varepsilon'' = 1{,}61106;$$

$$3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = 56567 + 3{,}22212\, bc. \qquad (b)$$

Ainsi, quand une pièce de fer à base rectangulaire est posée horizontalement sur deux appuis, et chargée au milieu d'un poids P, on a

$$P = (452536 + 25{,}777\, bc)\frac{ab^2 f}{c^3}; \qquad (c)$$

et quand cette même pièce est posée verticalement, la valeur du poids Q, qui pourrait commencer à la faire plier, est donnée par la formule

$$Q = (23263 + 1{,}325\, bc)\frac{ab^2}{c}. \qquad (d)$$

En examinant les valeurs ci-dessus des constantes ε' et ε'', on voit que celle de la dernière est très petite par rapport à l'autre, ce qui est le contraire de ce qui a lieu dans le bois, où ε'' est plus grand que ε'. Ce résultat vient à l'appui des observations faites dans la note du chapitre Ier [VIII], et confirme ce qui a été dit ci-dessus, que les fibres du fer opposaient à la flexion une beaucoup plus grande résistance qu'à l'extension, et que c'est par le degré de leur flexion que leur rupture est déterminée, tandis que, dans le bois, c'est par le degré de leur extension.

(1) On n'a pas pu donner ici les détails des expériences et de leur construction graphique, à raison du grand nombre de tableaux et de figures qu'ils auraient exigés.

(2) Elles sont tirées du recueil de Mémoires de M. Aubry, page 81 et suivantes. On y trouve le détail de cinq expériences, sur lesquelles nous avons cru devoir seulement en adopter deux, qui sont la quatrième et la cinquième. Ce sont les seules qui offrent trois observations de charges et de flèches correspondantes faites sur la même pièce, et ce nombre est le moindre qu'il soit possible, pour mettre à même de conclure avec exactitude la valeur du rapport $\frac{P}{f}$ qui convient à cette pièce, et par suite celle de son moment d'élasticité.

Nous ne connaissons d'autres expériences sur la rupture du fer forgé, employé comme support et soumis à un effort agissant perpendiculairement à la longueur des pièces, que celles qui ont été rapportées par M. Texier de Norbeck, dans l'ouvrage cité ci-dessus : mais ces expériences, faites sur des pièces très petites, paraissent, comme celles sur le fer fondu, peu propres à fournir des résultats applicables aux constructions. Il est d'ailleurs rare qu'on emploie le fer forgé de cette manière, qui serait la plus désavantageuse de toutes. Il arrive assez fréquemment au contraire que des barres de fer sont soumises à des pressions longitudinales : on en emploie même quelquefois pour faire le fonction d'étaies dans la construction ou la réparation des bâtiments, et il serait extrêmement utile que la résistance du fer, considérée sous ce point de vue, fût bien connue. Le tableau ci-dessous n° 3 offre sur ce sujet quelques expériences nouvelles (1), réunies à des expériences plus anciennes faites à l'école des ponts et chaussées. Les barreaux étaient posés verticalement et chargés à leur extrémité supérieure. Les nombres de l'avant-dernière colonne indiquent les charges sous lesquelles ils ont éprouvé une flexion qui a été immédiatement suivie de la rupture. Quant au parti qu'on peut tirer pour la pratique des résultats de ces expériences, nous observerons que, pour une pièce chargée verticalement comme pour une pièce chargée horizontalement, la résistance à la rupture doit être proportionnelle à la largeur et au carré de l'épaisseur de la base, et en raison inverse de la longueur. Ainsi, a et b étant la largeur et l'épaisseur de la pièce, c sa longueur, et Q la charge qui la fait rompre, on doit avoir $Q = N\frac{ab^2}{2c}$, N étant une constante. A l'égard des pièces à base circulaire, le moment de la résistante de la base étant représenté par πr^3 (note du chap. Ier [II]), la formule sera $Q = N\frac{\pi r^3}{c}$. La dernière colonne du tableau contient les valeurs de N données par chaque expérience. La moyenne étant $N = 876$, on a pour l'expression du poids nécessaire pour rompre une barre de fer chargée verticalement,

$$Q = 438\frac{ab^3}{c} \qquad (e)$$

pour le fer carré ou plat, et

$$Q = 2752\frac{r^3}{c} \qquad (f)$$

pour le fer rond. Ces formules donneront une exactitude suffisante pour la pratique, puisque les plus grandes anomalies des expériences ne s'élèvent guère qu'à un quart, quoique ces expériences, faites avec une machine à levier, offrent, indépendamment des variations dans les qualités des fers, plusieurs causes d'incertitude. Mais il ne faut point perdre de vue qu'elles ne peuvent servir qu'autant que la longueur des pièces ne surpasse point vingt ou vingt-cinq fois leur épaisseur. Dans d'autres cas, le fer doit être considéré comme un corps très flexible, et la force qu'on lui doit attribuer doit être calculée d'après la valeur de son moment d'élasticité, par la formule (*d*) ci-dessus, qui donnera des valeurs beaucoup plus faibles que la précédente.

De toutes les manières d'employer le fer, la plus avantageuse consiste à le soumettre à une tension longitudinale. On a fait plusieurs expériences sur la résistance du fer, considérée sous

(1) La plupart de ces expériences ont été faites de concert avec M. Bruyère, directeur des bâtiments civils.

ce point de vue. Les plus anciennes sont celles de Mussembroëk, contenues dans le tableau n° 4. Ces expériences étaient faites fort en petit, puisque les parallélipipèdes éprouvés n'avaient que 2,617 millimètres de côté; et comme les fers étaient choisis et préparés avec soin, on ne peut douter qu'ils n'offrissent dans ces expériences une résistance spécifique plus grande que celle des fers qu'on trouve dans le commerce, et qui sont employés dans les constructions.

Buffon a fait aussi sur ce sujet quelques essais consignés dans un mémoire dont la lecture est très utile (1). Il paraîtrait, d'après ces expériences, que la qualité du fer a une influence extrêmement considérable sur sa résistance, puisque un fil de bon fer de 2,26 millimètres de diamètre ayant porté avant de rompre 59 à 60 kilogrammes par millimètre carré, ce qui indique une force supérieure à celle de tous les fers essayés par Mussembroëk, d'autres fers à gros grain et sans nerf, et dont la grosseur était beaucoup plus considérable, n'ont porté que 4 à 5 kilogrammes par millimètre carré.

M. Perronet a fait depuis d'autres expériences sur la résistance du fer tiré dans le sens de sa longueur, qui sont indiquées dans les tableaux n°s 6 et 7 : l'épaisseur des fers employés a varié de 7 à 12 millimètres, les résultats de ces expériences, qui s'accordent très bien entre eux, confirment ceux que Mussembroëk avait obtenus, puisque la force moyenne qu'elles attribuent au fer forgé est d'environ 42 kilogrammes par millimètre carré, qui ne diffèrent que de $\frac{1}{5}$ des 52 kilogrammes donnés par les expériences de Mussembroëk, et la plus petite résistance que le fer ait présentée n'est point au-dessous de 32 kilogrammes par millimètre carré, ce qui s'éloigne beaucoup du résultat obtenu par Buffon, quoique les fers éprouvés par M. Perronet aient été pris au hasard parmi ceux qu'on trouve dans le commerce.

On peut trouver peut-être en partie les causes de cette différence dans la manière dont les expériences ont été faites. En effet, si on conçoit une boucle carrée, telle que Buffon les employait, chargée dans le milieu de sa branche inférieure, il est visible que les deux branches verticales ne portent point directement l'effort de la charge. Cet effort agit pour en occasionner la rupture avec un certain bras de leviers, qui augmente plus ou moins son effet, et par conséquent le fer doit rompre ainsi sous une charge moins forte. Mais on ne peut pas appliquer le calcul à cette considération, faute de connaître assez exactement la forme et les dimensions de l'appareil. Buffon observe lui-même que *la différence de la qualité du fer, quelque grande qu'on voulût la supposer, ne peut pas faire celle qui se trouve ici dans la résistance.* Ainsi il est vraisemblable que les ténacités du bon et du mauvais fer ne s'éloignent pas autant l'une de l'autre que les résultats qu'il rapporte sembleraient donner lieu de le croire. Cependant on ne peut donner que la qualité du fer, et surtout la manière dont il est travaillé lorsqu'on le change de fer fondu en fer forgé, n'aient une très grande influence sur sa résistance (2), et il ne faut point se dissimuler que nous sommes encore très loin d'avoir sur ces matières les connaissances nécessaires à la pratique des arts. Les essais que nous offrons ici ont pour seul objet de montrer le vide qui reste à remplir.

Les expériences des tableaux n°s 6 et 7 avaient été faites de manière à reconnaître l'influence de la longueur des fers sur leur résistance. Il paraît que cette résistance diminue en général

(1) OEuvres de Buffon, partie expérimentale, IVe Mémoire.

(2) Voyez la Sidérotechnie, tome III, page 182.

un peu avec la longueur, mais les résultats ne sont pas assez suivis pour en conclure une loi. On voit aussi que la force paraît augmenter quand la grosseur diminue, ce qui tient à ce que les petits fers sont en général meilleurs que les gros. Les fers ronds ont donné un résultat un peu inférieur à celui des fers carrés, ce qui est contraire à l'opinion commune, qui attribue aux premiers une qualité supérieure.

On a remarqué, dans le cours de ces expériences, que la tension qu'éprouvait le fer en faisait dégager du calorique, et qu'on pouvait prévoir l'endroit où la séparation devait se faire, et qui se trouvait toujours le plus échauffé. On a observé aussi qu'une légère incision faite avec une lime à la surface d'un barreau, en faisait quelquefois diminuer la résistance de plus de moitié, et il paraît que les parties de la surface résistent beaucoup plus que les parties intérieures.

N° 1.

Expériences sur des barreaux de fer fondu, chargés horizontalement.

INDICATION des EXPÉRIENCES.	Largeurs des barreaux $= a$.	Épaisseurs des barreaux $= b$.	Distances des appuis $= c$.	Charges au milieu $= P$.	Valeurs correspondantes de 4M.
	millimètres.	millimètres.	millimèt.	kilogram.	kilogrammes.
Expériences rapportées par M. Texier de Norbeck.	6,8	5,4	40,6	245	128,6
Idem.	6,8	6,8	40,6	441	57,6
Idem.	9,0	4,5	40,6	245	54,2
Idem.	9,0	9,0	40,6	808	44,7
Idem.	9,0	9,0	40,6	869	48,1
Expériences faites à l'Ecole des ponts et chaussées.	27,1	27,1	122	3143	19,3
Idem.	27,1	27,1	244	1943	23,9
Idem.	54,1	54,1	244	9178	14,1
Idem.	54,1	54,1	353	5752	12,8
Expériences rapportées par M. Gauthey.	54,1	54,1	244	13006	20,0
Idem.	54,1	54,1	487	7250	22,2
Expérience faite par M. Navier.	20,5	20,5	71	4001	33,0
Expériences faites par M. Ramus, au Creuzot. — Fonte blanche du Creuzot, de première fusion.	81,2	81,2	4222	1172	9,2
Fonte grise du Creuzot, de première fusion.	81,2	81,2	4222	1793	14,1
Résultat moyen donné par des fontes grises de divers pays, de deuxième fusion.	81,2	81,2	4222	1747	13,8
Fonte grise du Creuzot, de deuxième fusion.	81,2	81,2	4222	1823	14,4

N° 2.

Expériences sur des pièces de fer chargées horizontalement, dans la vue d'évaluer le moment d'élasticité.

Numéros des expériences.	NOMS des AUTEURS.	Largeurs des pièces $= a$	Epaisseurs des pièces $= b$.	Distances des appuis $= c$.	Rapports des charges aux flèches $= \frac{P}{f}$.	Valeurs de la fonction bc.	Valeurs du moment d'élasticité. $= 3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$. données par l'observation.	Valeurs du moment d'élasticité. $= 3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$. données par le calcul.	Différences relatives entre les valeurs de l'élasticité, observées et calculées. positives.	Différences relatives entre les valeurs de l'élasticité, observées et calculées. négatives.
		mill.	mill.	mill.		mill.	kilogrammes.	kilogrammes.		
1	M. Aubry.	6,8	6,8	975	0,2115	6630	77930	77930	»	0
2	M. Navier.	22,5	6,5	1210	0,3635	7865	84630	81909	0,032	»
3	*Idem.*	22,5	6,5	2000	0,0894	13000	94043	98453	»	0,047
4	M. Aubry.	6,8	13,5	975	1,0208	13162	95430	98976	»	0,037
5	M. Navier.	41,0	11,0	1200	2,2585	13200	98325	99099	»	0,008
6	*Idem.*	15,0	15,0	1000	2,6609	15000	98552	104898	»	0,065
7	*Idem.*	22,5	6,5	2850	0,0535	18525	102442	116256	»	0,135
8	*Idem.*	41,0	11,0	1855	0,8526	20185	129624	121456	0,065	»
9	*Idem.*	15,4	14,0	1455	0,9078	20370	133085	122201	0,082	»
10	*Idem.*	15,0	15,0	1820	0,6728	27300	150225	144529	0,038	»
11	*Idem.*	14,0	13,4	2245	0,2762	30056	154985	155410	0,010	»
Différences relatives moyennes.									0,043	0,049

L'équation (α) de la note du chapitre Ier [V] donne $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc = \frac{1}{8} \cdot \frac{c^3}{ab^2} \cdot \frac{P}{f}$. C'est d'après cette formule que les valeurs de l'élasticité, comprises dans la huitième colonne, ont été calculées. La figure 31, planche VIII, offre les valeurs de bc et celles de $3\varepsilon' + 2\varepsilon'' bc$, rapportées à deux axes : la ligne ponctuée est celle qui réunit les extrémités des ordonnées représentant ces dernières valeurs. La moyenne des valeurs de bc est 16845 : la moyenne des valeurs de l'élasticité est 110843, ce qui donne l'abscisse et l'ordonnée du point par lequel la ligne droite qui remplacera la ligne brisée ponctuée doit passer, pour satisfaire à la condition de rendre les anomalies positives égales aux anomalies négatives. En cherchant ensuite par l'extrémité de quelle ordonnée cette ligne doit passer pour que les sommes de ces anomalies soient les plus petites possibles, on trouve que c'est par l'extrémité de la première. Le second point qui détermine la ligne cherchée a donc pour abscisse 6630, et pour ordonnée 77930. En déterminant d'après ces conditions les valeurs de $3\varepsilon'$ et $2\varepsilon''$, on trouve

$$3\varepsilon' = 56567, \quad 2\varepsilon'' = 3{,}22212, \quad \text{et} \quad \varepsilon' = 18856, \quad \varepsilon'' = 1{,}61106.$$

En examinant les deux dernières colonnes du tableau, qui contiennent les différences relatives entre les valeurs du moment d'élasticité de chaque pièce conclues de chaque expérience, ou calculées par la formule $56567 + 3{,}22212\, bc$, on voit que les expériences se trouvent représentées par cette formule à moins d'un vingtième près.

N° 3.

Expériences sur le fer forgé chargé verticalement, dans la vue d'évaluer la charge nécessaire pour le rompre.

INDICATION des EXPÉRIENCES.	Largeur des pièces à base rectangulaire $= a$.	Épaisseur des pièces à base rectangulaire $= b$.	Rayon des pièces à base circulaire $= r$.	Longueur des pièces $= c$.	Charges $= Q$.	Valeurs de N.
	millimètres.	millimètres.	millimètres	millimètres	kilogramm.	kilogramm.
1 A l'École des ponts et chaussées.	20,3	20,3	»	244	10426	608
2 *Idem*.	20,3	20,3	»	525	8454	655
3 *Idem*.	20,0	20,3	»	258	10216	650
4 *Idem*.	13,5	13,5	»	525	3951	1044
5 Par M. Navier. . . .	21,0	8,0	»	433	1855	1195
6 *Idem*.	9,7	9,7	»	433	1272	1206
7 *Idem*.	27,4	14,0	»	433	6424	1036
8 *Idem*.	13,5	13,5	»	433	2142	775
9 *Idem*.	13,0	7,0	»	433	658	895
10 *Idem*.	13,5	5,7	»	433	368	727
11 *Idem*.	»	»	11,0	433	7360	762
12 *Idem*.	7,2	7,2	»	433	372	871
13 *Idem*.	»	»	4,0	433	332	758
14 *Idem*.	5,0	5,0	»	433	136	942
15 *Idem*.	»	»	7,5	433	3199	1045
16 *Idem*.	14,0	14,0	»	433	2701	852
Valeur moyenne de N.						876

Les nombres de la dernière colonne sont calculés par les formules

$$N = \frac{2c}{ab^2} Q, \text{ pour les fers carrés ;}$$

$$N = \frac{c}{\pi r^3} Q, \text{ pour les fers ronds.}$$

N° 4.

Expériences de Mussembroëk sur la force du fer forgé, tiré dans le sens de sa longueur.

INDICATION DES EXPÉRIENCES.	Poids porté.	Poids porté par millimètre carré.
	kilogramm.	kilogrammes.
Fer d'Espagne.	393	57,4
Fer de Suède.	357	52,1
Fer de Oosemont.	344	50,3
Fer d'Allemagne B R.	371	54,2
Meilleur fer d'Allemagne L.	364	53,1
Fer ordinaire d'Allemagne.	332	48,5
Fer de Liége.	355	51,9
Fer fait avec des cloux de maréchal. Premier essai.	383	56,0
Deuxième essai.	320	46,7
Poids moyen porté par millimètre carré.		52,3

Ces expériences sont tirées du Cours de physique de Mussembroëk, chap. XXI, page 111, t. Ier de la traduction française. Elles ont été faites sur de petits parallélipipèdes de fer forgé, ayant 0,1 pouce du Rhin de côté, ce qui équivaut à 2,617 millimètres. La livre dont Mussembroëk s'est servi vaut 0,4917 kilogrammes. Chaque résultat, à l'exception des deux derniers, est une moyenne entre ceux de trois ou quatre expériences.

N° 5.

Expériences de Buffon, sur la force du fer, tiré dans le sens de sa longueur.

Numéros des expériences.	INDICATION DES EXPÉRIENCES.	Poids porté.	Poids porté par millimètre carré,
		kilogramm.	kilogrammes.
I	Une boucle carrée, de 271 millimètres de largeur sur 352 de hauteur, faite en fer carré de 42,11 millimètres de grosseur, a rompu au milieu des deux branches verticales : le fer était sans nerfs et à gros grains. . . .	13706	3,9
II	Un fil de fer de 2,26 millimètres de diamètre.	236	58,8
	Un autre fil semblable.	242	60,3
III	Une boucle semblable à la précédente, en fer de 41,73 millimètres de grosseur, dont la qualité était la même.	13926	4,0
IV	Une boucle du même fer, reforgé et réduit à 20,50 sur 40,60 millimètres de grosseur.	8468	5,1
V	Une autre boucle de fer forgé deux fois, de 57,22 millimètres de grosseur.	12042	4,3

Ces expériences sont tirées des OEuvres de Buffon, partie expérimentale, 4e mémoire.

N° 6.

Expériences faites par M. Perronet sur la force du fer forgé carré, tiré dans le sens de sa longueur.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	Longueur des fers.	Écarrissage des fers.	Charges portées.	Charges portées par millimètre carré.
	millimètres.	millimètres.	kilogrammes.	kilogrammes.
1	650	12,97	5972	35,5
2	325	*Idem.*	6687	39,8
3	162	*Idem.*	5502	32,7
4	81	*Idem.*	5972	35,5
5	650	9,02	2983	36,7
6	325	*Idem.*	3113	38,3
7	650	6,77	2134	46,6
8	325	*Idem.*	2369	51,7
9	162	*Idem.*	2472	53,9
10	81	*Idem.*	2487	54,3
11	650	*Idem.*	2159	47,1
Charge moyenne par millimètre carré. . . .				42,9

N° 7.

Expériences faites par M. Perronet sur la force du fer forgé rond, tiré dans le sens de sa longueur.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	Longueur des fers.	Diamètre des fers.	Charges portées.	Charges portées par millimètre carré.
	millimètres.	millimètres.	kilogrammes.	kilogrammes.
1	650	10,15	3020	37,3
2	325	*Idem.*	3074	38,0
3	162	*Idem.*	3348	41,4
4	81	*Idem.*	3368	41,6
5	650	7,88	2717	55,7
6	162	*Idem.*	2748	56,3
7	81	*Idem.*	2683	55,0
8	650	7,62	1463	32,1
9	325	*Idem.*	1662	36,4
10	162	*Idem.*	1721	37,7
11	81	*Idem.*	1510	33,1
Charge moyenne par millimètre carré.				42,2

Chacun des résultats contenus dans ces deux tableaux est une moyenne conclue de trois expériences.

CHAPITRE IV.

DES PONTS MOBILES.

Lorsqu'il n'est pas possible de donner aux arches d'un pont assez de hauteur pour le passage des bâtiments qui naviguent sur le fleuve ou sur le canal où ce pont est situé, quand on veut se réserver la possibilité d'interrompre à volonté la communication, ou quand la profondeur et la rapidité du courant rendent trop difficile ou trop coûteuse la construction d'un pont fixe, on emploie les dispositions désignées en général sous le nom de *ponts mobiles*.

D'après cette définition, les bacs sont une espèce de pont mobile, et les plus simples de tous. Il y a différentes manières de les disposer. Quand la largeur des rivières ne passe point 150 à 200 mètres, on établit une corde, nommée traille, dont les extrémités sont attachées sur chaque bord. Le bac est fixé à la traille par une poulie mobile qui glisse le long de cette corde, ou bien la traille passe sur le bac même et frotte contre un moulinet placé sur le bord (1). Dans les rivières un peu rapides, le courant suffit pour donner le mouvement, et pour passer le bac d'un côté à l'autre, au moyen de ce qu'on lui fait présenter le côté obliquement au fil de l'eau. Quand la vitesse du fluide n'est pas assez grande, on y supplée à force de bras. Il faut, pour qu'elle ne gêne point la navigation, que la traille plonge dans l'eau, ou soit suspendue à une assez grande hauteur pour que les bateaux et les chevaux de halage puissent passer dessous.

Les bacs à traille deviennent insuffisants sur les grands fleuves. On emploie alors des ponts volants, consistant dans un large plancher porté sur deux bateaux accouplés. Le pont est attaché à l'extrémité d'aval d'un câble, dont la longueur doit être au moins trois fois plus grande que la largeur de la rivière. L'extrémité d'amont est fixée par une ancre, ou de toute autre manière, au milieu du lit, et le pont passe d'un côté à l'autre en décrivant un arc de cercle,

(1) On trouve le dessin d'un bac dans l'Encyclopédie, planches de charpente.

par l'effort seul du courant qui le frappe obliquement. Le câble est soutenu de distance en distance sur des batelets. Il se trouve sur chaque bord des planchers mobiles portés sur des roues, au moyen desquels les voitures communiquent avec le pont, et qu'on place convenablement d'après la hauteur variable des eaux du fleuve. Les ponts de ce genre sont assez gênants pour la navigation.

Quand les passages sont très fréquentés, et surtout dans l'intérieur des villes, on substitue aux bacs et aux ponts volants des ponts sur bateaux, consistant dans un plancher porté sur des chevalets établis dans des bateaux construits exprès pour cet usage. Ces bateaux sont amarrés à des ancres placées en amont, ou à des corps morts fixés par des chaînes à des massifs de maçonnerie descendus au fond de l'eau. On livre passage à la navigation, en repliant deux des bateaux toutes les fois que cela est nécessaire. Le pont est démonté pendant les grandes crues et les débâches, et le passage est alors interrompu. Les portions de planchers portées sur deux bateaux et formant une travée doivent être assemblées solidement, mais il faut laisser entre elles un peu de jeu, à raison du mouvement qu'elles ont nécessairement quand le niveau de l'eau varie. Un des inconvénients des ponts de bateaux est la difficulté de les aborder quand les eaux sont très basses ou très hautes. On établit à cet effet un tablier mobile dont on peut changer à volonté l'inclinaison. Quand ce tablier doit être un peu long, il est difficile de le construire assez solidement pour qu'il ne fléchisse point sous le poids des voitures. On le fait quelquefois porter sur des verins établis sur un petit bateau. M. Lamandé a employé un moyen ingénieux pour en consolider les poutres par des décharges placées en-dessous (1).

Nous allons maintenant passer aux ouvrages désignés plus particulièrement sous le nom de ponts mobiles, en observant qne plusieurs de ces ponts étant de véritables machines, il faudrait, pour traiter complètement cette matière, entrer dans des détails qui appartiennent plutôt à un traité de mécanique appliquée qu'à un ouvrage de la nature de celui-ci.

Des ponts-levis.

Il y a deux espèces de ponts mobiles dans lesquels le plancher se relève lorsqu'on veut livrer passage aux bateaux. Quand l'axe de rotation sur lequel ce

(1) Le pont de bateaux construit à Rouen, par M. Lamandé père, est l'ouvrage de ce genre dont les détails méritent le mieux d'être étudiés. Il a été gravé dans les planches de charpente de l'Encyclopédie.

mouvement s'effectue est placé à l'extrémité du plancher, le pont prend le nom de pont-levis; quand cet axe est placé vers le milieu du plancher, on le nomme pont à bascule.

La manière la plus ancienne de disposer les ponts-levis est représentée fig. 1, pl. VII. Le mouvement est donné au tablier par le moyen du châssis LL, qui tourne sur le point d'appui M, et dont la bascule est chargée d'un contrepoids. La contrefiche *f*, dont l'emploi est indispensable quand la longueur du tablier est de 3 à 4 mètres, est fixée au pont et soulevée avec lui; elle peut tourner autour de son extrémité supérieure, et son extrémité inférieure reste appliquée contre la maçonnerie au moyen d'un arrêt qui porte contre la bande de fer *b*. On trouve dans plusieurs traités de mécanique les lois de l'établissement des pont-levis de cette espèce. Elles se réduisent à ce que le poids de la bascule doit faire équilibre autour du point M au poids de la flèche, au poids de la chaîne, et à la tension causée dans cette chaîne par la portion du poids du tablier qu'elle supporte. Cet équilibre étant une fois établi, se conservera évidemment dans toutes les positions du pont, si la figure formée par la flèche, la chaîne, le tablier et le poteau est un parallélogramme.

L'emploi des châssis à bascule aux portes des villes de guerre offrant d'assez grands inconvénients, on a tenté différents moyens d'y suppléer. Le plus remarquable est celui qu'avait imaginé Bélidor, et qui consistait à faire passer la chaîne attachée au plancher sur une poulie, et à suspendre un contrepoids à son extrémité : et comme l'effort du tablier diminue à mesure qu'il se relève, et qu'il est indispensable pour la possibilité de la manœuvre que le tablier et le contrepoids se fassent toujours équilibre l'un à l'autre, Bélidor faisait descendre ce dernier sur une courbe, déterminée par la condition que la tension causée par le contrepoids sur la chaîne fût toujours égale à l'effort du tablier (1). Cette idée a été mise à exécution dans un château, près de la Fère. La fig. 2, pl. VII, représente une nouvelle disposition pour les ponts-levis, qui paraît très convenable pour les petites ouvertures et pour les portes d'entrée des villes de guerre. Un bras B est assemblé à angles droits aux gîtes extérieurs du tablier, et le mouvement lui est imprimé par la chaîne *c*, passant sur les extrémités des rayons *rr* qui

(1) Voyez pour la description de ce pont-levis, et de plus grands détails sur la nature de la courbe, la Science des ingénieurs, liv. IV, chap. V, seconde édition, chez Firmin Didot. On y trouvera aussi la description de quelques autres ponts du même genre dont nous ne parlons point ici, parce qu'ils sont peu employés.

tiennent les uns aux autres par les liens brisés *ll*. Ces liens, quand le pont est relevé, se logent dans une rainure pratiquée dans chaque rayon. Ce pont a été construit à Neuf-Brisach, par M. Héré, capitaine du génie.

L'application la plus importante qu'on puisse faire des ponts mobiles est aux passages établis sur les écluses des bassins des ports de mer. La largeur de ces passages étant ordinairement de 14 mètres, et pouvant aller jusqu'à 18, l'emploi des ponts-levis y devient impraticable, parce qu'on ne peut guères donner aux tabliers de ces ponts plus de 4 à 5 mètres, vu la difficulté, si leur poids était trop considérable, d'établir solidement à la hauteur nécessaire les points d'appui sur lesquels l'effort de ce poids est en partie reporté pendant le mouvement. Ces ponts ont d'ailleurs dans ce cas l'inconvénient de gêner le halage, et surtout de présenter des obstacles auxquels s'arrêtent les vergues des vaisseaux.

Des ponts à bascule.

On pourrait faire mouvoir les contrefiches des ponts à bascule comme celle du pont-levis de la figure 1re. Mais la disposition de la fig. 4, qui représente les ponts mobiles construits par M. Girard sur le canal de l'Ourcq, est préférable. Le plancher porte sur des tourillons, et le mouvement lui est donné par le moyen du quart de cercle denté *c*, qui engraine dans un petit pignon fixé à la maçonnerie. Il faut, pour la facilité de ce mouvement, que l'axe de rotation du tablier passe par son centre de gravité : ainsi, la *culée* du pont, c'est-à-dire la partie qui s'abaisse lors du mouvement, étant moins longue que la *volée* qui est la partie opposée, il faut lui ajouter un contrepoids, dont on détermine facilement la valeur quand on s'est donné le plan vertical dans lequel l'axe de rotation doit être situé. Il reste ensuite à satisfaire à la condition que les moments des poids de la culée et de la volée, pris par rapport à un plan horizontal passant par cet axe, soient égaux, ce qui en détermine la hauteur. La contrefiche *f* n'est fixée au pont que par le moyen de la verge de fer *t* : quand le tablier se relève, l'extrémité supérieure de la contrefiche quitte l'entretoise E, servant de mentonnet, et cette contrefiche tourne autour de son extrémité inférieure, qui est reçue dans une crapaudine de fonte. La position et la longueur de la verge *t* se déterminent par la condition que, pendant le mouvement simultané du tablier et de la contrefiche, la distance des deux points où les extrémités de cette verge sont placées demeure invariable. Quand le pont est baissé, l'extrémité de la culée est

soutenue par le valet V, auquel, quand on veut abaisser la culée, on donne une situation verticale au moyen du levier *l* (1).

Les ponts à bascule ont, comme les ponts-levis, l'inconvénient de ne point laisser de passage pour les halleurs, à moins qu'en reculant l'axe de rotation on n'augmente la longueur de la volée. M. Lamblardie a remédié à ce défaut dans un très beau pont, qu'il a fait construire sur l'écluse du bassin d'Ingouville, au Hâvre, où la largeur du passage est de 13,64 mètres, et dont la disposition (fig. 3) a servi de modèle à celle des ponts du canal de l'Ourcq. Mais M. Lamblardie, au lieu de faire porter le plancher sur deux tourillons, l'a soutenu sur un quart de cercle B, garni en-dessous de dents qui s'engrènent dans des crémaillères fixées sur le bajoyer. Quand on lève le pont, le système prend un double mouvement de rotation et de translation horizontale, et laisse sur le bajoyer un espace libre pour la manœuvre du halage. Le mouvement est imprimé par le moyen de la corde sans fin C, qui passe sur la poulie *p* et sur un trenil *q* fixé près du pont. Il faut, pour que la force qui produit ce mouvement n'ait à vaincre que des frottements, que le centre de gravité du système reste constamment dans un même plan horizontal. C'est ce qu'on obtient en faisant en sorte que l'axe du quart de cylindre B passe par ce centre de gravité. On remarquera sans doute que le mouvement du pont ne produisant qu'un frottement de la seconde espèce, n'exige que peu de force, et que, par la nature du point d'appui, le plancher se trouve porté très solidement, ce qui permet d'employer ce système pour de grands passages.

Les ponts à bascule dont nous venons de parler ont l'inconvénient de n'avoir point la volée soutenue par les contrefiches pendant la durée du mouvement, ce qui fatigue beaucoup la charpente quand la longueur du tablier est considérable. M. Letellier a proposé une disposition (fig. 8) dans laquelle cet inconvénient ne se rencontre plus. L'extrémité supérieure de la contrefiche *f* est assujétie au tablier, mais par une simple articulation, comme dans le pont-levis de la figure 1. Quand le pont est levé, l'extrémité B du tablier tourne autour du point D, et le point d'appui A, soutenu sur des roulettes, descend le long de la courbe *mm*. La volée est donc constamment soutenue à son extrémité. En supposant le pont baissé, le poids de la culée C doit être tel, que son moment, pris par rapport au plan vertical passant par l'axe D, soit égal à celui du

(1) M. Girard a publié, en 1808, le devis de ces ponts à bascule, et a donné à la suite les calculs que nous venons d'indiquer, et qui sont nécessaires pour leur établissement.

poids de la volée et des contrefiches pris par rapport au même plan, et la courbe mm est déterminée par la condition qu'à toutes les époques du mouvement, les poids de la culée et de la volée continuent à se faire mutuellement équilibre autour de l'axe fixe D (1).

Tous les ponts à bascule ont l'inconvénient d'obliger à pratiquer dans le massif de maçonnerie sur lequel ils sont établis une cavité pour recevoir la culée. Il est très difficile de la rendre étanche et d'empêcher que les bois qui viennent se

(1) Pour donner une idée de la manière dont ces sortes de courbes se déterminent, nous observerons que les conditions de l'équilibre sont ici celles de deux points matériels A, B (pl. VIII, fig. 32), liés entre eux par une verge inflexible et inextensible, qui peut tourner sur son extrémité B, laquelle est assujétie à décrire un cercle autour du point D. Rapportons ce système aux lignes horizontales et verticales D X et D Y, comme axes des x et des y, et supposons, pour plus de simplicité, l'origine des coordonnées placée au point D. Soient x' et y' les coordonnées du point A, x'' et y'' celles du point B; appelons X' et Y', X" et Y", les forces horizontales et verticales agissant sur les points A et B.

Le principe des vitesses virtuelles donne pour l'équation d'équilibre

$$X'\,dx' + Y'\,dy' + X''\,dx'' + Y''\,dy'' = 0.$$

Les conditions du système consistent en ce que les longueurs des lignes AB et BD que nous nommerons a et b, sont invariables. On a donc pour les équations de condition

$$a^2 = (x''-x')^2 + (y''-y')^2,\quad (x''-x')\,(dx''-dx') + (y''-y')\,(dy''-dy') = 0,$$
$$b^2 = x''^2 + y''^2,\qquad\qquad x''\,dx'' + y''\,dy'' = 0.$$

En multipliant les dernières par un coëfficient indéterminé, et les ajoutant à l'équation d'équilibre, on aura

$$X'\,dx' + Y'dy' + X''dx'' + Y''dy'' + \gamma\,[(x''-x')\,(dx''-dx') + (y''-y')\,(dy''-dy')] + \mu\,(x''\,dx'' + y''\,dy'') = 0,$$

et en égalant séparément à zéro les termes multipliés par les différentielles de chaque coordonnée,

$$X' - \lambda\,(x''-x') = 0,\quad X'' + \lambda\,(x''-x') + \mu\,x'' = 0,$$
$$Y' - \lambda\,(y''-y') = 0,\quad Y'' + \lambda\,(y''-y') + \mu\,x'' = 0.$$

Eliminant λ et μ, il viendra

$$(X' + X'')y'' - (Y' + Y'')\,x'' = 0,\quad X'\,(y''-y') - Y'\,(x''-x') = 0.$$

La première de ces deux équations exprime que les moments de toutes les forces du système, pris par rapport au point D, en supposant ces forces appliquées au point B, doivent faire une somme nulle : il est visible qu'elle sera toujours vérifiée. Mais en réunissant la seconde aux valeurs ci-dessus de a^2 et b^2, on aura trois équations entre lesquelles éliminant x'' et y'', il restera une équation entre x' et y', qui sera celle de la courbe mm : elle montera au quatrième degré.

plonger dans l'eau qui y pénètre toujours, ne pourrissent en peu de temps. Le tablier du pont, quand il est levé, peut être accroché par les manœuvres des vaisseaux. Enfin on est obligé de mettre en mouvement un tablier plus grand que la largeur du passage, ce qui, toutes choses égales d'ailleurs, peut être regardé comme un défaut.

Des ponts roulants.

Dans les ponts roulants, le tablier, au lieu d'être soulevé en tournant sur un axe, est retiré en arrière par un mouvement de translation horizontal. Les premières dispositions employées pour ces ponts étaient assez défectueuses. On soutenait l'extrémité du tablier sur un potelet assemblé par des liens, et portant à son pied une roulette, sur lequel il se mouvait quand on retirait le pont. On conçoit qu'à raison du frottement de cette roulette, dont le moindre obstacle sur le radier pouvait arrêter le mouvement, il était impossible que l'assemblage du potelet avec le tablier conservât longtemps sa solidité. La fig. 5, pl. VII, représente un pont roulant projeté par M. Lamblardie, pour le Hâvre, dans lequel cet inconvénient a été évité. Le pont ayant une culée dont le poids fait équilibre à celui du tablier, le potelet ne sert plus qu'au moment du passage des voitures : on le relève, quand on veut retirer le pont, en le faisant tourner un peu autour de son extrémité supérieure par le moyen de la crémaillère k, dont les dents engrènent en p dans un pignon. Le plancher roule sur les rouleaux fixes RRR, et pour le retirer, il faut abaisser le faux tablier MN, qui se meut autour de l'extrémité N au moyen des vis q. Le mouvement est donné au pont par une corde sans fin, passant sur un treuil et sur deux poulies horizontales fixées aux extrémités de la culée. La manœuvre de ce pont est simple et facile; mais les gîtes de la volée se trouvant chargés pendant le mouvement de leur propre poids et de celui des potelets, doivent se fatiguer à la longue. Il faut aussi que la longueur du tablier soit à-peu-près double de celle du passage; ce qui, d'ailleurs, a moins d'inconvénient dans un pont roulant que dans tout autre, le plancher n'ayant qu'un mouvement de translation, et se trouvant constamment supporté sur une assez grande partie de sa longueur.

On a tenté différents moyens de soutenir par une contrefiche le tablier des ponts roulants pendant le passage des voitures (1), et de supprimer le faux

(1) Voyez un projet de M. Mayniel, dans le Traité de charpenterie de M. Krafft, IIIe partie.

tablier ; mais il ne paraît pas qu'aucun puisse être préféré à celui que M. Pattu a imaginé (pl. VII, fig. 7). Le tablier, dont la longueur est égale à celle du passage, est supporté d'un côté sur des roulettes R, et de l'autre sur la contrefiche. Celle-ci peut tourner autour de son extrémité S, et son pied porte contre le mur par le moyen d'une seconde roulette r. Elle est d'ailleurs retenue par le tirant t, dont l'extrémité k est fixée par une charnière dans des corbeaux scellés dans le mur, et dont l'autre bout est réuni en A à la contrefiche par une articulation. Quand on veut retirer le pont, on soulève l'extrémité du tablier portant sur le mur avec des crics ou des vis, et on place sous les roulettes R une allonge à la coulisse ab où elles doivent glisser. On donne alors le mouvement au tablier comme il a été dit ci-dessus, et pendant ce mouvement le tirant t décrivant un cercle autour du point k, et le pied de la contrefiche glissant le long du bajoyer, le point S se relève, de manière qu'à la fin de la course le tablier a pris une position horizontale. Au moyen de cette disposition, l'extrémité du tablier est toujours soutenue, l'effort de son poids se reportant pendant toute la durée du mouvement sur le point k. Pour faire l'établissement de ce pont, on détermine la longueur de la verge Ak, de manière que le point S se relève pendant la course d'une quantité égale à l'épaisseur du tablier ; et pour que la force employée à mouvoir le pont soit la moindre possible, il faut qu'il y ait entre le poids du tablier et des contrefiches un certain rapport, qu'on fixe par la condition que les moments du dernier de ces poids, qui agit au point A, et de la portion du premier qui est supportée en S, pris par rapport au point k, soient égaux. Alors, pendant le mouvement, la roulette r n'exerce aucune pression contre le mur du bajoyer (1).

(1) Nous allons donner en peu de mots, d'après un mémoire manuscrit déposé à l'école des ponts et chaussées, l'analyse ingénieuse par laquelle M. Pattu a été conduit à ce nouveau système.

Concevons deux points matériels m', m'', situés dans un même plan vertical, et liés entre eux d'une manière quelconque. Imaginons que le point m' soit assujéti à se mouvoir sur une courbe donnée, dont nous représenterons l'équation par $(x', y') = 0$, x' et y' étant les coordonnées variables du point m'. Les conditions de la liaison des corps seront exprimées par une autre équation, dans laquelle entreront en général les quatre coordonnées des deux points matériels, et que nous représenterons par $(x', x'', y', y'') = 0$, x'' et y'' étant les coordonnées du point m''. On a donc ainsi deux équations seulement entre quatre quantités, et par conséquent on peut disposer arbitrairement de deux de ces quantités pour faire remplir au système certaines conditions.

Supposons qu'on veuille l'astreindre à ce que le centre de gravité des deux points m', m'' se

D'après cette disposition, le faux tablier de la figure 5 est supprimé; mais comme on est obligé de soulever le pont avant de le retirer, cette simplification dans la construction n'en apporte point dans la manœuvre. On pourrait remédier à cet inconvénient en faisant porter, comme M. Mayniel, les roulettes R (pl. VII,

trouve constamment situé dans une même ligne horizontale parallèle à l'axe des x : on exprimera cette condition en posant l'équation

$$m'y' + m''y'' - mb = 0.$$

On a maintenant trois équations entre quatre variables : en faisant disparaître x' et y', il restera une équation en x'' et y'', et ce sera celle de la courbe sur laquelle le point m'' devra se trouver placé. L'équation $m'y' + m''y'' - mb = 0$ étant linéaire, l'équation de cette courbe montera à un degré dont l'exposant sera déterminé par ceux des degrés des deux premières équations.

Ces considérations très générales peuvent s'appliquer à une infinité de cas particuliers; mais, pour se borner à celui que nous avons en vue, supposons le point m' assujéti à parcourir un cercle, ce qui donnera pour l'équation $(x', y') = 0$,

$$(x' - \alpha)^2 + (y' - \epsilon)^2 = \gamma^2,$$

α et ϵ étant les coordonnées du centre de ce cercle, et γ son rayon. Si l'on veut que le corps m'' parcourre aussi une courbe du second degré, il faudra que l'équation $(x', y', x'', y'') = 0$ soit linéaire, et la forme la plus simple qu'elle puisse avoir est évidemment

$$n'x' + n''x'' - na = 0.$$

Pour reconnaître facilement quel mode de liaison cette équation exprime, on la mettra sous la forme $(n' + n'')\left(x' - \frac{na}{n' + n''}\right) + n''(x'' - x') = 0$, qui donne la proportion

$$x' - \frac{na}{n' + n''} : x'' - x' :: -n'' : n' + n'';$$

à laquelle on satisfera en assujétissant les masses m' et m'' à se trouver placées en M', M'' (pl. VIII, fig. 33), sur une ligne BM'', dont l'extrémité B parcourt une ligne BC parallèle à l'axe des y, et située à une distance de cet axe $= \frac{na}{n' + n''}$, les distances BM' et M'M'' restant constamment égales à $-n''$ et $n' + n''$.

La liaison des corps ainsi établie, pour avoir la courbe décrite par le point M'', on prendra les valeurs de x' et y' dans les deux équations

$$n'x' + n''x'' - na = 0, \quad m'y' + m''y'' - mb = 0,$$

fig. 7*a*) sur une coulisse ab, posée en bascule sur un point d'appui C, situé près de l'extrémité a. Alors, pour relever le pont quand on veut le retirer, il suffit d'appuyer sur l'extrémité b, et d'assujétir la coulisse par un arrêt dans la situation horizontale $a'b'$. Lorsque l'ouverture ne peut être traversée par un seul

et les substituant dans l'équation du cercle parcouru par M', il viendra

$$\frac{m'^2}{m''^2}\gamma^2\left(x''-\frac{na-n'\alpha}{n''}\right)^2+\frac{n'^2}{n''^2}\gamma^2\left(y''-\frac{mb-m'\epsilon}{m''}\right)^2=\frac{m'^2}{m''^2}\gamma^2\cdot\frac{n'^2}{n''^2}\gamma^2,$$

qui est l'équation d'une ellipse dont les axes sont parallèles aux axes coordonnés, et dont les demi-axes horizontal et vertical sont représentés par $\frac{n'}{n''}\gamma$ et $\frac{m'}{m''}\gamma$.

Il est évident, par la nature du mouvement des deux points M' et M", que les centres de l'ellipse et du cercle qu'ils décrivent doivent toujours se trouver dans une même ligne parallèle à l'axe des x : on a donc $\epsilon=\frac{mb-m'\epsilon}{m''}$, d'où $\epsilon=b$, ce qui fait voir que la ligne des centres est aussi celle dans laquelle le centre de gravité des deux masses reste situé, résultat qu'il était aisé de prévoir. De plus, si nous supposons que le centre du cercle décrit par le point M' se trouve placé sur la ligne verticale CB, ce qui donnera $\alpha=\frac{na}{n'+n''}$, cette ligne partageant alors les deux courbes en deux parties symmétriques, comprendra nécessairement aussi le centre de l'ellipse, et c'est ce qu'on vérifierait en mettant dans son équation $n'+n'')\alpha$ à la place de na. Donc les centres des deux courbes se confondent alors dans un même point C, dont les coordonnées sont α et ϵ : et si, pour plus de simplicité, on transporte l'origine des coordonnées dans ce point, leurs équations deviendront

$$x'^2+y'^2=\gamma^2,$$

$$\frac{m'^2}{m''^2}\gamma^2\,x''^2+\frac{n'^2}{n''^2}\gamma^2\,y''^2=\frac{m'^2}{m''^2}\gamma^2\cdot\frac{n'^2}{n''^2}\gamma^2.$$

On peut mettre la dernière sous une forme plus simple : en effet, on a $BM'=-n''=CM'=\gamma$; en faisant $M'M''=n'+n''=\delta$, il est visible que le demi-axe horizontal de l'ellipse décrite par le point M" sera $=\delta+\gamma$, et que le demi-axe vertical sera $\delta-\gamma$. Donc, l'équation de cette ellipse est

$$(\delta-\gamma)^2\,x''^2+(\delta+\gamma)^2\,y''^2=(\delta+\gamma)^2(\delta-\gamma)^2,$$

qui s'accorde avec la précédente, comme on le verra en mettant dans celle-ci γ à la place de $-n''$, et observant que $n'+n''=\delta$ donne (à cause de $\gamma=-n''$) $n'=\delta+\gamma$, et qu'on a

tablier, l'extrémité de chacun n'est supportée, lors du passage, que par la contrefiche, et quoiqu'on leur donne alors une petite pente, en sorte qu'ils se trouvent arcboutés l'un par l'autre, il ne serait pas prudent de faire supporter au tirant *t* (fig. 7) toute la charge et les chocs des voitures. M. Pattu emploie une tige verticale *v*, dont l'extrémité inférieure est fixée par une articulation au pied *r* de la contrefiche, et dont l'extrémité supérieure est taraudée et reçoit un écrou, au moyen duquel on la fait porter sur des supports fixés au bajoyer. Quand on veut retirer le pont, on enlève l'écrou, et cette tige glisse dans les guides *oo*.

Les ponts roulants ne présentent aucun point d'arrêt aux vergues, et en construisant le parapet comme l'indique M. Pattu, de manière à ce qu'il puisse s'abaisser par un mouvement semblable à celui de la règle du graveur, tout obstacle aux manœuvres du halage disparaît entièrement. Ils ont d'ailleurs, comme les ponts-levis, l'avantage de ne point exiger un tablier plus long que l'ouverture du passage.

---

d'ailleurs $m' \times M'B = m'' \measuredangle M''B$, qui revient à $m'\gamma = m''(\delta - \gamma)$, ou $\frac{m'}{m''}\gamma = \delta - \gamma$.

Ces considérations s'appliquent au pont décrit dans le texte, en regardant *m'* comme le poids de la contrefiche, et *m"* comme la portion du poids du tablier portée par l'extrémité de cette contrefiche. Observons maintenant que, dans le mouvement de ce pont, les points de départ et d'arrivée du point M" étant fixés, il faut donner au rayon γ du cercle décrit par M' une valeur telle, que l'ellipse décrite en même temps par M" passe par ces deux points. Supposons qu'on se soit donné la longueur BM" de la contrefiche $= \delta + \gamma$, et les distances horizontale et verticale DM" et DE que le point M" doit parcourir, on aura évidemment $CD = \delta - \gamma - DE$: donc il faudra qu'en faisant en même temps dans l'équation de l'ellipse $x'' = DM''$ et $y'' = \delta - \gamma - DE$, elle se trouve satisfaite. On aura donc ainsi une équation entre γ et des quantités connues, qui donnera la valeur de ce rayon, ou la longueur de la verge *t* (pl. VII, fig. 7). Le rapport des poids du plancher et de la contrefiche se détermine ensuite par l'équation $m'\gamma = m''(\delta - \gamma)$.

Si, quand on retire le pont, le point M" devait se retrouver à la fin de la course à la même hauteur qu'au commencement, on aurait $DE = 0$, et l'équation de la ligne parcourue par ce point devrait être satisfaite en y en faisant à la fois $x'' = DM''$ et $y'' = \delta - \gamma$: elle donne alors $(\delta - \gamma)^2 DM''^2 = 0$, d'où $\delta = \gamma$, ce qui fait voir que le point M' doit alors être situé au milieu de la contrefiche, et que la longueur de la verge est égale à la moitié de celle de la contrefiche. Il en résulte aussi la démonstration d'un théorème de géométrie connu d'ailleurs, qui consiste en ce que, quand une ligne d'une longueur donnée se meut de manière que ses extrémités sont constamment situées sur les côtés d'un angle droit, le milieu de cette ligne décrit un cercle dont le sommet de l'angle est le centre.

Des ponts tournants.

Les trois espèces de ponts dont nous venons de parler se meuvent sur des axes horizontaux : l'axe sur lequel se meuvent les ponts tournants est vertical. Ils sont peut-être de tous les ponts mobiles ceux qu'il est le plus difficile de construire solidement, et cependant ceux qu'on a le plus fréquemment employés pour les passages des grandes écluses.

Quoique la plupart des ponts mobiles pussent être appelés ponts tournants, on a donné particulièrement ce nom aux ponts dont le tablier porte sur un pivot, et prend un mouvement de rotation en restant constamment dans un même plan horizontal. Le pivot devant être placé à une distance du parement des bajoyers au moins égale à la moitié de la largeur du pont, le tablier doit avoir une longueur beaucoup plus considérable que l'ouverture du pont. Si on faisait la culée égale à la volée, la longueur du tablier serait égale au double de cette ouverture, plus la largeur du pont. Dans les premiers ponts tournants on se contentait de fortifier la volée par des sougîtes, et c'est ainsi qu'était disposé le pont de la grande écluse de Cherbourg (pl. VII, fig. 9 et 10), dont Bélidor a donné la description (1). La largeur du passage était de 13 mètres, et comme le pont avait 3,73 mètres de largeur, la longueur de la volée était de 8,37 mètres : celle de la culée était de 4,63 mètres. Pendant le mouvement, le tablier était supporté par les roulettes R, et l'extrémité de la volée, engagée dans la coulisse circulaire C, portait par le moyen des roulettes *rr* contre le dessous ou contre le dessus de cette coulisse, suivant que le poids de la culée ou celui de la volée l'emportait. Lors du passage des voitures, le tablier était soutenu par des supports sur lesquels on le faisait porter par le moyen d'un petit pignon garni de dents à rochet (2). Les pièces terminant les deux volées étaient taillées de manière à s'emboîter l'une dans l'autre, et pour éviter qu'il en résultât trop de frottement quand on repliait le pont, la ligne de jonction des deux volées était un arc de cercle dont le centre était placé à côté de celui du pivot, en sorte que la volée repliée la première s'écartait de l'autre en même temps qu'elle tournait. La traverse terminant la culée était également taillée suivant un arc de cercle excentrique, afin qu'elle pût joindre exactement le fond de la coulisse

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. IV, chap. X.

(2) On emploie actuellement des vis à la place de ces supports, dont on peut voir la description dans l'Architecture hydraulique, à l'endroit cité.

lorsque le pont était en place, sans qu'il en résultât trop de frottement pendant son mouvement.

Quoique les deux volées de ce pont s'arcboutassent mutuellement, il ne paraît pas qu'il pût donner passage à de bien lourdes voitures. M. de Cessart a fait construire en 1777, sur l'écluse du vieux bassin du Hâvre, où la largeur du passage est aussi de 13 mètres, un pont tournant (fig. 6) qui offre beaucoup plus de solidité (1). La largeur est de 4,55 mètres, et la disposition générale est à-peu-près la même que celle du pont dont on vient de parler : mais quand les tabliers sont en place, les deux gîtes sur lesquels portent les roues des voitures se trouvent appuyés sur deux potences mobiles sur un axe vertical, et qu'on replie de chaque côté, dans un encastrement pratiqué à cet effet dans le mur du bajoyer, quand il faut livrer passage aux vaisseaux.

M. Lapeyre a depuis construit au Hâvre, sur l'écluse de la Barre, un nouveau pont tournant (fig. 11) dont la volée est soutenue d'une autre manière pendant le passage des voitures. Elle repose sur les contrefiches f mobiles autour de leur extrémité supérieure, et dont on peut relever l'extrémité inférieure par le moyen de la corde c mue sur un petit treuil, en sorte que, quand on veut replier le pont, les contrefiches viennent s'appliquer dessous le tablier, et ne s'opposent point à son mouvement.

Le grand inconvénient des ponts tournants consiste en ce que la volée n'est point soutenue pendant le mouvement du pont; et cet inconvénient est beaucoup plus sensible que dans les ponts à bascule, parce que cette volée conservant une position horizontale, l'effort de son poids est toujours le plus grand possible, et fatigue tellement la charpente, que les ponts les mieux construits perdant en peu d'années la pente qu'on leur a donnée, et leurs bois se gauchissant, la manœuvre en devient très difficile. Ce défaut semble encore augmenté dans celui de l'écluse de la Barre, où la volée, outre son propre poids, est encore chargée pendant le mouvement du poids des contrefiches. La nécessité de relever ces contrefiches ne peut manquer d'ailleurs de compliquer et d'allonger la manœuvre. M. Jousselin a cherché à remédier à ce dernier inconvénient, en proposant de rendre ces contrefiches mobiles à leur extrémité inférieure sur un axe horizontal, et imaginant un moyen de les relever par l'effet du mouvement du tablier : alors elles prennent une position verticale. Mais cette disposition n'est pas exempte

(1) Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome Ier, page 250.

d'inconvénients, et laisse toujours la volée sans soutien pendant une grande partie de son mouvement.

Cette cause de destruction rendrait un pont tournant ordinaire à-peu-près inexécutable pour les ouvertures de 16 à 18 mètres, nécessaires pour le passage des vaisseaux du premier rang. M. de Cessart a imaginé, pour être employé dans ce cas, un nouveau système (1). Le tablier, qui n'a que la largeur du passage, est composé de quatre parties. Chacune est supportée contre le bajoyer par un poteau tourillon sur lequel elle peut tourner, et à l'autre extrémité par un autre poteau garni au pied d'une roulette, et qui, quand on veut replier le pont, décrit autour du premier un quart de cercle, et vient se loger dans une chambre de retraite pratiquée à cet effet dans le mur du bajoyer. M. de Cessart observe que chaque partie du tablier pèse moins qu'un ventail des portes d'écluse, qui se meut également sur une roulette. Il propose d'ailleurs de soutenir la plus grande partie de son poids par des tonnes fixées aux poteaux tournants. Le pont est replié par des cordages mus sur des treuils, qui font joindre séparément chaque partie contre les bajoyers, et ces parties se remettent d'elles-mêmes en place au moyen de ce que le pivot du poteau tourillon est excentrique, et que le chemin des roulettes a une certaine inclinaison depuis le nu du bajoyer jusqu'au milieu du passage, en sorte que le centre de gravité de chaque portion du tablier ayant été forcé de monter quand on l'a replié, l'effort de son poids suffit pour le ramener à sa place. Ce pont tournant, auquel M. de Cessart donnait 5,2 mètres de largeur, serait solide, mais il exigerait une manœuvre excessivement longue, et la partie de sa charpente plongée dans l'eau, et surtout les tonnes qu'il y adapte, offriraient une bien grande surface au choc de ce fluide, qui n'est jamais sans mouvement à l'entrée des bassins.

M. Lomblardie a donné pour le Hâvre le projet d'un autre pont mobile, dont la disposition est nouvelle et ingénieuse (pl. VII, fig. 12 et 13). Le plancher est formé d'un seul tablier qui couvre toute la largeur du passage. Le poids des voitures est supporté par les poteaux PP, auxquels on a donné la longueur convenable pour que leur pied repose sur le radier de l'écluse. Ils traversent des coulisses pratiquées dans le caisson AA, qui peut monter et descendre librement le long des poteaux. Quand on veut replier le pont, on fait agir les crics pp, dont la crémaillère glisse dans une coulisse pratiquée le long des poteaux, et, en descendant, oblige au moyen du déclit q le caisson à plonger, ce

(1) Description des travaux hydrauliques, tome Ier, page 302.

qui ne tarde pas à soulever le pont, dont le poids se trouve uniquement porté sur le caisson. Alors on fait tourner ensemble le caisson et le tablier sur la tige verticale T, à laquelle le caisson est fixé par les deux bras *tt*, et ils viennent se loger dans une chambre pratiquée dans le mur du bajoyer, et dont la longueur et la largeur doivent être égales à celles du pont. Quand on veut remettre le pont en place, on fixe le caisson dans la position qu'il doit prendre par le moyen du verrou R, avant de manœuvrer les crics et de faire porter le tablier sur les poteaux. Ce pont présenterait aussi quelque inconvénient, à raison de l'effet du mouvement de la mer sur le caisson, et il ne pourrait guère être employé avec avantage que pour la communication de deux bassins reculés, dans un passage où ce mouvement serait peu sensible.

LIVRE QUATRIÈME.

DES DÉTAILS DE LA CONSTRUCTION DES PONTS, ET DE L'ÉVALUATION DES PRIX DES OUVRAGES.

CHAPITRE PREMIER.

DE L'ÉTABLISSEMENT DES FONDATIONS.

L'établissement des fondations est l'objet le plus important dans la construction des édifices dont on veut assurer la durée. Cette observation s'applique surtout aux ponts où les points d'appui supportent des charges considérables, et doivent non seulement reposer sur une base incompressible, mais encore être garantis des affouillements. Les accidents qui résultent de cette dernière cause de destruction sont encore plus fréquents et plus difficiles à prévenir que ceux qui proviennent d'un défaut de consistance de la part du fond.

Nous connaissons peu les méthodes de fondation employées par les anciens, et nous avons peu d'écrits sur cette matière. Elle doit être éclairée par une saine théorie, et il faut avoir une longue pratique pour bien choisir la méthode qui convient le mieux aux circonstances où on se trouve, et aux diverses qualités du terrain. C'est en effet de la nature du fond que dépendent uniquement les procédés qu'on doit suivre, et il faut éviter de se faire ou d'adopter certaines méthodes particulières qui, bonnes dans quelques cas, ne peuvent pas s'appliquer partout avec le même avantage.

Sans entrer d'abord dans le détail des diverses espèces de terrain qu'on trouve au fond des rivières, nous observerons qu'ils peuvent présenter trois cas très différents, dont la distinction jettera un grand jour sur ce sujet. Le premier,

qui malheureusement est peu commun, est celui où la consistance du fond est telle qu'on peut y asseoir immédiatement la fondation, sans avoir rien à craindre des affouillements ni de l'inégalité du tassement. Le second est celui où le fond est composé de couches de matières peu consistantes et susceptibles d'être emportées par les eaux, au-dessous desquelles il se trouve d'autres couches plus solides, dans lesquelles les pieux peuvent s'arrêter après avoir traversé les premières. Le troisième cas comprend les fonds où les couches qui ne sont point capables de supporter la charge des constructions, ni de résister au courant, ont une telle épaisseur, que les pieux par lesquels on les traverserait ne pourraient atteindre d'autres couches plus fermes, ni par conséquent prendre de refus absolu. A chacun de ces cas appartient un genre particulier de fondation, dont l'exécution se modifie d'après la diversité des circonstances locales, et que nous allons traiter successivement.

Des fondations sur le terrain naturel.

Le rocher est presque le seul fond sur lequel on puisse sans danger asseoir immédiatement les constructions hydrauliques. Quand on le trouve, et qu'on peut s'y établir sans faire des dépenses extraordinaires, on doit toujours prendre ce parti. Il donne la meilleure de toutes les fondations, et la seule dont on puisse garantir absolument la durée (1).

Quand le rocher n'est pas à plus de un ou deux mètres au-dessous du niveau des basses eaux, on peut entourer la fondation de bâtardeaux, qu'on parvient à construire dans le cas même où les pieux ne peuvent prendre aucune fiche, en

(1) Il se trouve quelquefois des matières désignées sous le nom de *rocher*, qui sont capables de porter le poids des constructions, et sur lesquelles on ne pourrait cependant les asseoir sans danger. Telles sont les roches calcaires, assez tendres pour être attaquées et décomposées par l'eau ; tels sont encore les granits schisteux ou feuilletés, et surtout les schistes proprement dits, dont l'eau détache continuellement des parties, en approfondissant rapidement son lit, de sorte que les constructions se trouvent minées par la base. Il faut, dans ce cas, couvrir toute la surface du fond dans l'emplacement du pont d'un radier, qui n'a pas besoin d'être très épais pour mettre ce fond à l'abri de l'action du courant.

Les fondations sur le rocher offrent encore des dangers d'une autre nature : il peut arriver que ce rocher ne forme qu'un banc de peu d'épaisseur, au-dessous duquel il se trouve de couches compressibles, et que la charge pourrait briser et faire enfoncer. On doit s'assurer des cette circonstance en perçant le rocher, et se précautionner contre les accidents en les chargeant avant la construction d'un poids plus grand que celui de l'édifice, afin de s'assurer de sa force, ou de lui faire prendre tout le tassement dont il est susceptible.

les retenant en haut et en bas d'un côté à l'autre du bâtardeau par des liernes. Ces pieux supportent à l'ordinaire des châssis de palplanches, dont l'intervalle est dragué s'il contient du gravier, et rempli ensuite de terre franche et de glaise. Souvent le rocher n'est pas assez dur pour qu'on ne puisse pas y faire pénétrer un peu la pointe des pieux. L'emplacement de la fondation étant mis à sec, on le prépare ordinairement en dérasant de niveau, soit en entier, soit par parties, la surface du rocher. Mais cela n'est pas toujours nécessaire : il suffit de déraser les parties qui doivent recevoir la pierre de taille, à moins que le rocher ne se trouve en pente du côté opposé à la poussée. Dans ce cas, on ne peut se dispenser de le mettre de niveau, et il serait même utile de lui donner une pente en sens contraire.

Si le rocher se trouve trop bas pour qu'on puisse espérer de le mettre à découvert par le moyen des bâtardeaux et des épuisements, on formera une caisse sans fond avec des arbres bien droits, juxta-posés verticalement, et dont on aura mis le gros bout en bas. On observera dans le pourtour de cette caisse les inégalités qu'on aura reconnues au moyen des sondes dans l'emplacement où elle doit être descendue. On donnera à ses parois un assez grand talus, tel que la base soit le sixième ou le huitième de la hauteur, et on les maintiendra par plusieurs rangs de liernes extérieures et intérieures : on peut même faire traverser la caisse par quelques entretoises ou par des tirants de fer assujétis à des ancres. Elle serait assemblée et portée sur un radeau soutenu par des tonnes, qu'on détacherait successivement pour la faire enfoncer peu à peu, et on la ferait joindre exactement au rocher, en frappant à coups de mouton sur la tête des poteaux pour enfoncer ceux qui n'y seraient point parvenus. On remplira ensuite la caisse de béton, mélangé de moëllons et de libages en boutisses qu'on peut descendre avec assez de régularité tout au pourtour, en laissant cependant entre eux des intervalles assez considérables ponr être certain que le béton garnit tous les vides. La fondation peut être établie par ce procédé jusqu'à 8 ou 10 mètres de profondeur.

On peut aussi employer une caisse sans fond à-peu-près semblable à celle-ci, lors même que le rocher est recouvert de sable ou de gravier, en formant les parois de cette caisse avec des pilots battus touche à touche par le gros bout, pour qu'en rapprochant ces pilots par le dessus ces parois aient naturellement du talus. On peut de même entretenir les côtés par des liernes retenues par des tirants, et le talus des parois permettra de serrer la caisse en faisant descendre les liernes le plus bas possible.

On doit laisser la maçonnerie dont on l'aurait remplie tasser et prendre de la consistance pendant une année environ, avant d'établir la première assise de pierre de taille, dont le lit inférieur se posera 20 à 30 centimètres au-dessous du niveau des plus basses eaux, après qu'on aura récépé la charpente de la caisse à cette même hauteur, et consolidé son pourtour par des chapeaux fixés aux pilots avec de fortes chevilles de fer, et maintenus par des tirants.

On sait que les bois se conservent dans l'eau ; mais si les parois d'une semblable caisse venait à s'altérer à la longue, la maçonnerie intérieure aurait pris alors une consistance égale à celle de la pierre, et son parement serait exposé à d'autant moins de risques, qu'on l'aurait mieux garni de libages en boutisses, formant de grandes liaisons.

Si l'on jugeait absolument nécessaire de faire pénétrer la pointe des pilots dans le rocher, on pourrait y percer des trous à l'aiguille, en descendant sur le fond une grosse pierre percée, qui sert à guider cet instrument. Le trou peut être élargi avec une sorte de tarière ou fraise, qu'on fait mouvoir depuis la surface de l'eau. On parviendrait ainsi à faire entrer la pointe de pieux dans le fond sur quelques décimètres de hauteur, ce qui suffirait pour donner à une semblable fondation la plus grande stabilité.

Le tuf, la glaise et l'argile, durs et mêlés de gravier, offrent ordinairement un fond compacte sur lequel on peut encore établir sans pilotage une fondation solide, si d'ailleurs cette fondation est à l'abri des affouillements. L'argile franche et dure supporte aussi sans tassement dangereux des pressions considérables ; mais ces derniers terrains peuvent s'amollir par le contact de l'eau, et se comprimer par la poussée, qui agit principalement sur le derrière des culées : il est donc nécessaire de donner beaucoup d'empattement à la fondation derrière les culées et même autour des piles, et il peut être utile de la faire porter sur un grillage en charpente. Les épuisements étant ordinairement peu coûteux dans les fonds de cette nature, on pourra s'en servir pour l'exécution du travail : s'ils offraient trop de difficultés, on emploierait des procédés analogues à ceux que nous venons de décrire pour le rocher. A l'égard des fonds qui ont moins de consistance, tels que la glaise peu compacte que l'eau a ramollie, la terre franche, la vase, la tourbe, les sables bouillants, ils ne sont point susceptibles de recevoir immédiatement la base des constructions. Il en est de même du sable pur et du gravier qui, étant à-peu-près incompressibles, n'offriraient néanmoins aucun danger, s'ils n'étaient pas exposés à s'affouiller aussi facilement.

Des fondations sur pilotis.

L'emploi des pilotis convient aux terrains de cette dernière espèce, mais ils n'y sont utiles qu'autant que les pilots peuvent, après les avoir traversés, trouver un fond d'une meilleure qualité, et y prendre une fiche suffisante ; circonstance dont il est important de s'assurer.

On bat les pilots jusqu'à ce qu'ils n'entrent plus, ou du moins jusqu'à ce qu'ils n'entrent plus que de deux ou trois millimètres par volée : ordinairement ils atteignent un fond solide à une certaine profondeur, mais souvent leur refus n'est qu'illusoire. Le grand frottement qu'ils éprouvent, dans les terrains sablonneux surtout, suffit quelquefois pour les arrêter, et quelquefois aussi ils descendent très bas, sans qu'on puisse parvenir à les mettre à refus. Le pont d'Orléans a été fondé sur un terrain qui se trouvait dans ce dernier cas : il y avait alternativement des bancs durs et tendres, et à côté de pilots battus à refus avec 2 ou trois mètres de fiche, d'autres pénétraient jusqu'à 15 mètres de profondeur, sans prendre même un refus absolu.

Quand on établit un pilotage dans le sable pur ou le gravier, les pilots entrent quelquefois assez facilement; mais plus souvent le gravier est compacte, et on ne peut leur faire prendre que très peu de fiche. Alors il faut s'abstenir de faire sous la fondation un pilotis qui serait plus nuisible qu'utile, parce qu'une masse de gravier compacte, qui peut résister aux affouillements par l'adhérence de ses parties, perd cette qualité quand elle est divisée et ébranlée par des pilots. Nous avons trouvé des fonds de gravier où les pilots ne pouvaient être enfoncés à plus de 1,5 mètre avec des moutons très pesants, mus par des sonnettes à déclit, et où le sabot avait refoulé la pointe des pieux de plusieurs centimètres ; d'autres où les pilots, après avoir traversé un banc d'un à deux mètres d'épaisseur, s'enfonçaient ensuite de 5 à 6 mètres dans un terrain glaiseux et compacte. Dans d'autres endroits où on était assuré qu'il y avait du gravier nouvellement déposé sur une hauteur de plus de 5 mètres, les pieux ne pouvaient être battus qu'à trois ou 4 mètres de profondeur. Il faut donc distinguer soigneusement, dans le refus que les pieux éprouvent dans le gravier, celui qui provient de ce que la pointe du pieu a atteint un terrain solide que le courant ne puisse attaquer, de celui qui est produit par la résistance latérale. Dans le premier cas, la fondation sur pilotis ne peut laisser aucune inquiétude, tandis qu'elle ne présente aucune sûreté dans le second, puisque, dans les rivières à

fond de sable et de gravier, il se fait très souvent des affouillements à une profondeur beaucoup plus grande que celle où les pieux peuvent pénétrer.

A l'égard des terrains vaseux, où le frottement et la résistance latérale ne sont point assez considérables pour faire prendre aux pieux un refus apparent, et où la force des moutons suffit pour les faire pénétrer à une plus grande profondeur que celle où l'on peut atteindre avec les bois dont on se sert ordinairement, le refus des pieux annonce presque toujours qu'ils ont atteint une couche solide, et on peut leur faire porter l'édifice en sûreté. Il faut excepter cependant la glaise molle, qui offre comme l'on sait des effets particuliers : les premiers pieux y entrent avec beaucoup de facilité; mais on n'en peut battre qu'un certain nombre, et lorsque la compression dont le terrain est susceptible a atteint sa limite, le pieu continue bien de céder au choc du mouton, mais c'est parce que ce choc fait soulever la terre à l'entour; quand le coup est donné, la terre et le pieu reprennent leur première position, et ce dernier remonte de la même quantité dont il s'était enfoncé. Alors un pilotis ne peut être d'aucune utilité, et on a toujours beaucoup mieux réussi à fonder sur la glaise molle, par le moyen d'un grillage de charpente posé sur le terrain naturel, en donnant beaucoup d'empattement à la fondation. Si on pouvait craindre les affouillements, qui ont rarement lieu dans la glaise, il faudrait faire régner ce grillage dans toute la largeur de la rivière et lui faire porter un radier général.

Quant aux différentes méthodes pour l'exécution des fondations sur pilotis, on peut en distinguer trois principales : dans la première on emploie les épuisements; dans la seconde, un caisson; et dans la troisième, on descend la première assise de pierre de taille sur un grillage en charpente, posé sous l'eau un peu au-dessous de l'étiage.

Quand on fonde par épuisement, on entoure l'emplacement de la pile ou de la culée qu'on veut élever par des bâtardeaux, en ayant soin de laisser dans l'enceinte assez d'espace vide pour les différentes manœuvres de la construction, et pour placer les machines à épuiser. Le battage des pieux étant fait, et la fondation mise à sec, on les coupe à la hauteur qu'on a fixée, et on déblaie aussi bas qu'il est possible le terrain qui se trouve dans leurs intervalles et à l'entour de la fondation. Cet espace est rempli avec une maçonnerie en pierre sèche ou en béton; on pose ensuite sur les pieux, à la tête desquels on a réservé un tenon, un grillage composé de longuerines et de traversines; les cases de ce grillage sont également remplies en maçonnerie, et il est recouvert par une plate-forme de madriers sur laquelle on établit les premières assises, en continuant d'épuiser

jusqu'à ce que la construction soit élevée au-dessus du niveau de la rivière.

Les fondations par épuisement ne permettent pas d'établir les premières assises de maçonnerie à une grande profondeur au-dessous des basses eaux. On est à peine parvenu par ce moyen à descendre à deux mètres sous l'étiage : elles sont presque toujours très coûteuses, et surtout dans les rivières où la couche de sable et de gravier est épaisse, et où, même en draguant l'intérieur des bâtardeaux aussi bas qu'il est possible, on ne peut parvenir à arrêter les filtrations qui viennent alors par le fond. Enfin elles deviennent impraticables, quand la profondeur de l'eau passe 3 ou 4 mètres. Les fondations par caissons servent à remédier à l'insuffisance des autres, et épargnent les dépenses excessives dans lesquelles les épuisements jettent quelquefois.

Dans l'origine de cette méthode, elle se réduisait à construire la maçonnerie dans de grandes caisses, qu'on fa isait échouer dans l'emplacement de la fondation, après avoir dragué le fond et l'avoir mis de niveau. C'est de cette manière que le pont de Westminster a été fondé par Labélie, sur un sol de gravier compacte. On établit d'abord une plate-forme solide, de la forme de la pile ou de la culée qu'on veut construire : à ce fond de caisse sont adaptés des bords dont la hauteur est proportionnée à l'élévation de la rivière au-dessus du niveau auquel la fondation doit être établie, et qui sont susceptibles de se détacher facilement. On conduit le caisson sur l'emplacement où il doit être échoué, et comme les bords et le fond ont été calfatés, la maçonnerie s'exécute dans l'intérieur avec la plus grande facilité. Le caisson descend à mesure qu'elle avance; quand il est parvenu au fond, et que la maçonnerie est élevée au-dessus des bords, on les enlève pour servir à un autre.

Cette méthode n'est bonne qu'autant qu'on a pu mettre exactement de niveau le terrain sous la fondation, et que ce terrain présente assez de consistance pour porter le poids dont il est chargé, et pour ne pas être attaqué par les affouillements. Elle ne pourrait donc être employée si ce terrain était une terre compressible, un sable ou un gravier sujets à être emporté par le courant. Le fond sur lequel devait être établi le pont de Saumur est dans ce dernier cas : il offre un banc de sable d'une grande épaisseur, dans lequel il n'eût pas été possible de faire des épuisements. M. de Voglie, qui a dirigé la construction de cet ouvrage, prit le parti d'établir les caissons sur un pilotage, et M. de Cessart composa, pour récéper les pilots exactement de niveau à la grande profondeur à laquelle on voulait établir la fondation, une machine ingénieuse, qui depuis a été employée avec succès à plusieurs autres ouvrages : depuis cette époque, les

caissons ont été fréquemment employés pour la fondation des ponts, et on les a toujours fait porter sur un pilotis.

Le terrain dans lequel les pilots sont battus doit être dragué aussi bas qu'il est possible, et on doit remplir leurs intervalles et le pourtour de la fondation par des enrochements en pierre sèche et en béton (1). Néanmoins, on sera toujours obligé de laisser quelque vide entre l'enrochement et le dessous du fond du caisson, et il est arrivé, quand on a voulu arraser le béton exactement dans le plan du récépage, qu'il s'est ensuite relevé, a couvert la tête de quelques pieux, et a empêché le caisson d'échouer de niveau. Il doit s'établir un courant dans ce vide, qui peut détacher des parties de l'enrochement. La fondation d'ailleurs n'est pas plus à l'abri des affouillements que les autres fondations sur pilotis, et la profondeur à laquelle la plate-forme a été posée n'influe en rien sur cette circonstance, qui tient uniquement à la qualité du terrain dans lequel les pieux ont pris leur fiche. Il faut observer aussi que, malgré l'effort des moutons les plus pesants, les pieux ne peuvent prendre beaucoup de fiche quand la profondeur d'eau est considérable. Alors ils se battent difficilement, soit parce que leur pesanteur spécifique étant moindre que celle de l'eau, ils tendent à se soulever, soit plutôt parce que leur grande longueur leur permettant de plier sous le coup du mouton, la plus grande partie de la force de ce coup est employée à causer cette flexion, et il y en a peu d'utilisée pour l'enfoncement du pieu. Ainsi, malgré la profondeur de 4 à 5 mètres au-dessous de l'étiage, à laquelle on peut descendre les plates-formes par le moyen des caissons, cette méthode ne présente pas plus de garantie que toute autre fondation sur pilotis. Mais est-il bien nécessaire de descendre les fondations de ce genre à de grandes profondeurs?

(1) Quant à la préférence à donner aux enrochements en béton ou en pierre sèche, les premiers formant, peu de temps après la construction, une masse dont les parties ne peuvent être détachées que très difficilement, paraissent au premier coup-d'œil devoir offrir plus de sûreté. Cependant le courant fouillant au-dessous du béton peut déchausser les pieux, et former, sans qu'on s'en aperçoive, des vides très dangereux, auxquels il est presque toujours fort difficile de remédier. Les enrochements en pierre sèche n'offrent pas le même inconvénient : les vides causés par les affouillements se remplissent immédiatement après leur formation, et on est averti par l'abaissement des parois extérieures, quand il devient nécessaire de faire des rechargements. Il paraît donc que les enrochements en béton ne doivent être employés que dans les parties des fondations contenues dans des enceintes en charpente, et que les pierres jetées à sec doivent être préférées pour les enrochements qu'on exécute hors des enceintes et au pourtour des fondations.

nous pensons que cela n'est pas indispensable, et, quand une plate-forme porte sur un pilotis, que la fondation est aussi sûre en établissant cette plate-forme à 20 ou 30 centimètres au-dessous des basses eaux, qu'en la plaçant beaucoup plus bas.

Cette question mérite bien d'être examinée avec attention, parce qu'en supposant même qu'on continue à employer les épuisements ou les caissons, la dépense sera toujours d'autant plus considérable qu'on voudra fonder à une plus grande profondeur. On sait que le bois qui pourrit promptement quand il est exposé alternativement à la sécheresse et à l'humidité, se conserve très longtemps quand il reste toujours sous l'eau (1) : il suffit, pour qu'il ne s'altère point, que l'eau le recouvre de quelques centimètres, et peu importe la profondeur à laquelle il se trouve placé.

Quand on veut établir une fondation d'après ces principes, on en drague l'emplacement aussi profondément qu'il est possible, et après l'avoir piloté et en avoir garni l'enceinte par des pieux ou des palplanches qui se touchent exactement, on remplit l'intérieur en maçonnerie de béton jusqu'à la hauteur où on veut établir le grillage. Il est avantageux de donner de l'empattement à la fondation, et d'incliner en dedans les pilots qui en forment l'enceinte. On doit aussi mélanger le béton de forts moëllons et même de libages, surtout au pourtour. Ce remplissage exécuté, on récèpe les pieux de niveau, ce qu'il est très facile de faire avec une parfaite exactitude à un mètre ou un mètre et demi de profondeur sous l'eau, par le moyen d'une lame de scie ordinaire, tenue horizontalement à la hauteur nécessaire par deux montants verticaux assemblés à un châssis, qui glisse sur des coulottes assujéties à l'échafaud. On pose ensuite les traversines en les faisant plonger sur les pieux, et en les y fixant par le moyen de grosses chevilles de fer, et on met au pourtour de la fondation des longuerines entaillées à

(1) Un des exemples les plus remarquables de la conservation des bois sous l'eau, est celui d'un des pieux qui avaient servi à la construction du pont bâti par Trajan, sur le Danube, que l'empereur d'Autriche fit retirer au commencement du siècle dernier, pour examiner l'état dans lequel se trouvait le bois « qu'on supposait avoir été pétrifié par les eaux du Danube; » mais on reconnut que la pétrification était très peu avancée pour un espace de temps si con- » sidérable. Quoiqu'il se fût passé plus de seize siècles depuis que le pilier en question était » dans le Danube, elle n'y avait pénétré tout au plus qu'à l'épaisseur de trois quarts de pouce, » et même à quelque chose de moins : le reste du bois, *peu différent de l'ordinaire*, ne com- » mençait qu'à se calciner. » Ce passage fait partie d'une citation qui se trouve dans les Preuves de la Théorie de la terre, de Buffon, art. 18.

moitié bois avec ces traversines et fixées comme elles. Les intervalles de ces bois sont remplis avec du béton, qu'il faut battre pour lui faire occuper exactement tous les vides. Enfin on pose la première assise des parements, dont le dessus doit excéder le niveau de l'eau, si on a choisi l'instant des basses eaux, et si on a donné à cette assise toute la hauteur que peut le permettre la pierre dont on dispose. L'intérieur se remplit en maçonnerie de libages ou de moëllons battus, pour faire refluer le mortier sous les pierres des parements.

Après quelques années, la maçonnerie de béton qui garnit les vides des pilotis devient une masse très solide; et quand même les pieux du pourtour seraient détruits dans la suite par le frottement de l'eau, ou par celui des glaces et des cailloux du fond de la rivière, cette maçonnerie, qui aurait pris une grande dureté, résisterait d'elle-même presque aussi bien que pourrait le faire un parement de pierre de taille. D'ailleurs un parement de cette espèce n'est pas plus à l'abri des accidents qu'une enceinte en pieux jointifs. Une pierre peut être même plus aisément dérangée par les glaçons qu'un pilot ne peut être usé. Il arrive assez souvent que la gelée ou la charge fait éclater une pierre qui porte à faux : l'éclat est emporté, le courant fouille dans l'intérieur de la maçonnerie, et détache quelquefois une grande partie du parement, ce qui, peu de temps même après la construction, pourrait entraîner la ruine de l'édifice, si ce parement n'était pas promptement réparé. On sait qu'on est souvent obligé de rempiéter les piles des ponts : tandis qu'une enceinte de pieux, surtout quand ils sont bien maintenus par la tête, ne demande jamais de réparations. Les glaces d'ailleurs descendent bien rarement au-dessous de l'étiage, le niveau des rivières étant toujours un peu élevé au moment des débâcles.

On a cru communément que les bois entourés de maçonnerie faite avec du mortier se conservaient moins longtemps que quand cette maçonnerie était en pierre sèche, et c'est ce qui a engagé quelques constructeurs à faire poser sans mortier la première assise sur les plates-formes des fondations. Mais si on doit avoir égard à cette observation dans les constructions civiles, où les extrémités des poûtres enfermées dans les murs pourrissent en effet plus promptement que les parties exposées à l'air, elle ne peut s'appliquer au cas où les bois sont employés sous l'eau. A la vérité, quand le bois n'est pas d'une bonne essence de chêne, il devient quelquefois fort tendre : mais quand les pieux seraient ainsi détériorés, et dans l'intérieur même de la fondation, sa solidité n'en serait pas sensiblement altérée, puisque ces pieux n'occupent guère que la dixième ou la quinzième partie de l'espace rempli par la maçonnerie de béton; et c'est cette

maçonnerie qui constitue véritablement la base des édifices fondés de cette manière.

On peut objecter encore que ce béton sera longtemps à prendre toute sa consistance ; mais il s'écoulera beaucoup plus de temps encore avant que les pilots puissent être détruits. Il peut arriver aussi que le terrain voisin soit affouillé, que les pieux soient dégarnis, et qu'il se forme des vides sous la fondation : mais une pile formée par un massif de béton lardé par des pilots, et qui par son poids a déjà comprimé le terrain, n'est pas plus exposée à cet accident qu'une autre pile dont la maçonnerie serait revêtue un peu plus bas en pierre de taille.

Il paraît donc certain que la solidité d'une pile n'est nullement compromise, quand les pieux sont récépés seulement à 50 ou 60 centimètres sous les bases eaux, au lieu de l'être à 4 ou 5 mètres. Nous avons vu beaucoup de ponts très anciens qui ne sont pas fondés à une plus grande profondeur, et nous doutons beaucoup que dans nos plus grands ouvrages de ce genre, à l'exception de ceux faits dans ces derniers temps, on trouve des exemples de fondation établis très bas lorsqu'elles ont exigé des épuisements.

Les fondations sur pilotis, de quelque manière qu'elles soient exécutées, et à quelque hauteur que soient établies les plates-formes, ont toujours quelque chose à craindre des affouillements, puisque, si le courant venait à entraîner à l'entour les couches peu consistantes situées au-dessus des couches solides où les pieux se sont arrêtés, ces pieux se trouvant dégarnis et isolés, les enrochements qui remplissent leurs intervalles seraient entraînés s'ils n'étaient pas contenus par une enceinte, et dans tous les cas la fondation perdrait sa stabilité. Il pourrait arriver aussi que le courant agissant immédiatement sur le terrain solide où portent les pieux, et que les premières couches préservaient de son action, lui ôtât sa consistance, parvînt à le creuser et à déchausser entièrement les pieux. On doit donc prendre les précautions nécessaires pour s'opposer à cette cause puissante de destruction. Lorsque la profondeur et la vîtesse des rivières n'est pas très grande, et que la couche de gravier ou de sable mobile n'est pas fort épaisse, on se contente de draguer ce gravier à l'entour de la fondation et de le remplacer par des enrochements. Les matériaux dont ces enrochements sont composés ne sont ordinairement plus susceptibles d'être entraînés par le courant, mais l'eau dans les crues emporte le gravier sur lequel ils reposent et celui qui les contient latéralement, et forme des affouillements dans lesquels les enrochements glissent en laissant les pieux dégarnis. Il faut alors, quand la crue est passée, jeter de nouveaux matériaux pour rétablir les talus tels qu'ils avaient été

dressés : et il est visible qu'en observant ainsi après chaque crue l'effet qu'elle a produit, et réparant le dommage qu'elle aura causé, on parviendra au bout de quelques années à mettre la résistance du fond dans les parties environnant la fondation en équilibre avec l'action du courant. Mais il faut s'arrêter quand ce but est rempli, et craindre de faire des enrochements trop considérables, qui, outre la dépense inutile qu'ils occasionnent, ont l'inconvénient, en resserrant la section, d'augmenter la contraction et l'excès de vîtesse qui en résulte (1).

Les enrochements, ainsi surveillés après la construction, mettront à l'abri des affouillements dans beaucoup de rivières les fondations sur pilotis. Les seuls cas où ils ne pourraient les garantir entièrement sont ceux où les pieux ne pénétrant point assez profondément dans une couche solide, la vîtesse du courant serait assez grande pour qu'une seule crue produisit des affouillements capables de dégarnir entièrement le pilotis, et d'enlever le terrain plus bas que le niveau où la pointe des pilots s'est arrêtée. C'est ce qui arrivait dans l'emplacement du pont de Moulins, qu'on n'a pu fonder solidement qu'en employant un radier général : alors il faut abandonner les pilotis.

Des fondations par encaissement et sur radier général.

Les fonds ainsi formés de couches qui n'ont point assez de consistance pour porter le poids des constructions ou pour résister à l'action du courant, et dont l'épaisseur est assez grande pour que les pieux qui les traverseraient ne puissent atteindre un terrain solide et y prendre la fiche convenable, sont ceux qui offrent les plus grandes difficultés. Quand le courant est peu rapide, et que le

(1) On avait l'usage autrefois de contenir les enrochements par une enceinte de pieux et de palplanches environnant les fondations, et formant ce qu'on appelait une crêche. La surface de ces crêches était même souvent recouverte par des pierres de taille, comme on le voit aux anciens ponts de Paris. Cette précaution ne peut qu'être utile ; mais comme les pieux qui forment la crêche ne sont pas moins sujets à être affouillés que ceux de la fondation même, cette crêche ne dispense point de faire des enrochements extérieurs, et ne paraît pas, en général, devoir produire des avantages proportionnés à la dépense qu'elle exige.

Il y a cependant des cas où les crêches peuvent être employées utilement : tel est celui où un mur de quai fondé sans pilotis serait exposé à céder à la poussée des terres, pour peu que le fond vînt à être enlevé au devant de la fondation : de simples enrochements ne suffiraient pas ordinairement pour le consolider ; mais les pieux d'une crêche pourront lui prêter un appui capable d'en assurer la conservation.

terrain a un certain degré de fermeté, on peut quelquefois se contenter de le consolider en battant une grande quantité de petits pilots, placés aussi près les uns des autres qu'il est possible, et en ayant soin de donner un grand empattement à la fondation. On se procure ainsi une sorte de banc factice, d'une épaisseur convenable, et qui pourra soutenir le poids de l'édifice qu'il eût peut-être été très difficile de supporter autrement. De grands pieux qui ne prendraient point de refus ne seraient pas plus avantageux que de petits pilots de 2 à 3 mètres de longueur, et quelquefois même ces grands pieux divisant les bancs, diminuent leur consistance et altèrent la solidité des fondations au lieu de l'augmenter. Par le moyen de petits pilots ainsi battus les uns à côté des autres, on rend plus compactes, non seulement les couches qu'ils ont traversées, mais encore celles qui sont au-dessous jusqu'à une assez grande profondeur, et même le terrain environnant, dont la pression s'oppose à l'enfoncement de la fondation.

Cette méthode ne mettant pas la construction à l'abri des affouillements, d'autant plus à craindre qu'en creusant le fond dans le milieu des arches, le courant enleverait le terrain dont la pression latérale fait une grande partie de la solidité de la fondation des piles, on ne peut se dispenser, si le courant est rapide, de faire un radier général encaissé le plus exactement qu'il est possible par des files de palplanches ou de pieux jointifs; et si le terrain est compressible, on doit en outre charger avant la construction l'emplacement des piles et des culées d'un poids au moins équivalent à celui qu'elles sont destinées à porter. Cependant, quels que soient les risques de la fondation dont nous venons de parler, il paraît que les ponts de Châlon et de Mâcon, sur la Saône, qui subsistent depuis plusieurs siècles, n'ont pas été fondés autrement, et que les pilots n'y sont pas même très rapprochés.

Lorsque le terrain a un peu plus de consistance que dans le cas précédent, qu'on ne croit pas cependant qu'il en ait assez pour qu'on puisse y poser immédiatement la maçonnerie, et qu'on ne craint point d'ailleurs les effets des affouillements, on se contente de le couvrir d'une plate-forme de charpente. Il faut faire cette plate-forme beaucoup plus large que la pile ou que la culée qu'on veut élever, afin d'avoir de grands empattements, par le moyen desquels le poids étant distribué sur une grande surface, la multiplicité des points d'appui compense le défaut de résistance de chacun d'eux. Si on ne donnait à cette plate-forme que la superficie de la pile ou de la culée, elle ne serait pas bien utile, car si une partie de la fondation cédait plus qu'une autre, la maçonnerie ne se lézarderait pas beaucoup moins que s'il n'y avait pas de plate-forme : mais on

court d'autant moins de risque qu'on a donné plus d'empattement à la fondation.

Ces procédés ne suffisent plus pour des terrains composés de parties mobiles et peu cohérentes, telles qu'en offrent l'argile molle, la vase et la tourbe : mais il est facile de juger, par ce qui précède, des moyens qu'on doit alors employer. Il est inutile de battre de grands pieux qui n'ajoutent rien à la bonté de la fondation, puisque leur pointe ne trouve point à s'arrêter dans un fond solide. Il faut uniquement s'attacher dans les terrains de cette espèce, si les affouillements ne sont pas à craindre, à en augmenter la consistance, soit en les lardant de petits pilots, soit en y opérant une compression préliminaire par le moyen d'une charge suffisante. Si on craint les affouillements, il faudra de plus envelopper la fondation de chaque pile et de chaque culée par une enceinte de pieux et de palplanches, maintenus autant qu'il sera possible d'un côté à l'autre, de manière à s'opposer aux effets de la pression qui s'exercera du dedans au dehors, et consolidés à l'extérieur par des enrochements. Enfin, si le fond est tellement mobile et le courant tellement rapide, que ces enrochements puissent être emportés, et que les affouillements puissent descendre plus bas que la pointe des pieux dont les enceintes des piles sont formées, il faudra établir un radier général, en réunissant ces enceintes en une seule, et couvrir ainsi dans toute sa largeur le fond mobile de la rivière d'une couche de matières que le courant ne puisse point entraîner, et qui s'oppose à tout affouillement.

Les fonds de sable et de gravier offrent cela de particulier, qu'étant à-peu-près incompressibles, la seule précaution à prendre est de les garantir des affouillements. Ainsi que dans les terrains dont nous venons de parler, on ne doit point chercher à y battre de grands pieux, et quand la vitesse du courant est considérable, on ne peut guère y fonder solidement que par le moyen d'un radier général.

C'est ainsi que la fondation du pont de Moulins a été faite. La rivière d'Allier, sur laquelle il est construit, coule sur un fonds de sable dont les sondes n'ont pu déterminer la profondeur. Elle est sujette à de fortes crues qui occasionnent des affouillements considérables, et on a pensé qu'il fallait, pour s'en défendre, établir à un mètre sous l'étiage un radier général de 1,65 mètre d'épaisseur, traversant d'un côté à l'autre de la rivière, et deux fois plus large que le pont. On regardait bien le sable comme un fondement incompressible : mais il fallait empêcher que celui qui était sous le radier pût glisser, au cas qu'il se fît quelque affouillement en aval, ou même en amont : on a donc battu, dans toute la largeur de la rivière, deux files de palplanches en amont et trois en aval, éloi-

gnées de 4 à 5 mètres les unes des autres et coiffées de chapeaux ; le sable a été dragué dans les intervalles de ces files, et ils ont été remplis en moëllons.

On a entrepris à la fois la fondation de chaque moitié du pont, qui est composé de treize arches de 19,5 mètres d'ouverture, et malgré la grande étendue de ces enceintes, les épuisements ont été très peu considérables. L'emplacement du radier ayant été entouré de bâtardeaux, on a dragué et régalé les sables à 3,25 mètres de profondeur au-dessous de l'étiage. On a ensuite répandu sur toute leur superficie une couche de terre glaise d'une épaisseur uniforme de 32 centimètres, sur laquelle on a descendu un plancher de madriers jointifs en le chargeant de pierre. C'est sur ce plancher que les épuisements ont été faits, et ils ont permis de construire sur 1,5 mètre d'épaisseur la maçonnerie du radier, qui est en moëllons recouverts par un assise de pierre de taille de 50 centimètres de hauteur, sur laquelle on a établi les fondations des piles.

Nous avons employé la même méthode à la fondation de trois écluses de garde, en y faisant quelques changements qui avaient surtout pour objet de simplifier les manœuvres et de diminuer la dépense.

Le pont de Roanne, sur la Loire, est aussi fondé sur un radier général, mais par un procédé un peu différent de celui que M. de Regemortes a employé à Moulins. On a commencé par établir en travers de la rivière deux files de pilots et de palplanches en amont et en aval du pont, éloignées l'une de l'autre de 21 mètres ; on a placé ensuite en aval une seconde file de pilots et de palplanches à 3 mètres de distance de la première, et l'intervalle de ces deux files doit être dragué à un mètre près de la profondeur à laquelle les palplanches ont été battues, et rempli en pierre sèche. On drague l'emplacement du radier jusqu'à 2 mètres sous l'étiage, et après avoir régalé le fond avec de grands rateaux, on y fait couler du béton sur environ 65 centimètres de hauteur, par le moyen d'une trémie portée sur deux bateaux. Ce béton, après quelque temps, prend une forte consistance, et diminue assez les filtrations qui viendraient du fond, pour que la pose des dalles de recouvrement du radier, qui ont environ 32 centimètres d'épaisseur, ainsi que l'établissement des premières assises des piles, qui se fait sur ces dalles, n'exige pas d'épuisements considérables (1).

(1) On paraît considérer ordinairement les radiers généraux en maçonnerie comme le seul moyen par lequel on puisse parvenir à fixer les fonds de sable et de gravier, et à les mettre à l'abri des atteintes du courant. Ce procédé est effectivement le plus sûr, et il a l'avantage, en ne donnant lieu à presque aucune réparation, d'épargner toute inquiétude et tout soin pour

Dans les rivières où les affouillements ne sont pas assez à craindre pour qu'il soit nécessaire de construire un radier général, on pourrait employer avec avantage ce genre de fondation pour chaque pile et pour chaque culée, pourvu toutefois que le fond eût assez de consistance pour porter le poids de la construction. Dans le cas même où on aurait été forcé de piloter, et où on voudrait fonder à une grande profondeur, on pourrait draguer l'intérieur de la fondation, et y jeter du béton qui, après avoir pris consistance, diminuerait sans doute beaucoup les filtrations. Mais comme le béton ne peut jamais faire corps avec le bois, les sources seraient toujours fort abondantes à l'entour des pilots; et effectivement, à l'écluse de Digoin, que nous avons fondée de cette manière, il n'y avait que là où il y eût des filtrations; et elles auraient fait un objet assez considérable si les pieux eussent été en grand nombre. Ainsi, dans les fondations sur pilotis, il n'y a guère d'autres moyens que les caissons pour établir très bas les plates-formes. Mais on a vu qu'il n'était jamais nécessaire d'établir fort bas les fondations des piles et des culées des ponts, puisque dans les cas où les affouillements sont à craindre, cette cause de destruction peut agir également, quel que soit le niveau de la plate-forme, et qu'alors on ne peut établir sûrement la fondation qu'en employant un radier général.

De la manière de sonder le terrain.

Pour déterminer l'espèce de fondation qu'on doit employer, il faut connaître la nature du terrain qui doit porter l'édifice et le sonder. On emploie d'abord une barre de fer de 60 à 80 millimètres de grosseur, qu'on fait enfoncer en la

l'avenir; mais il a l'inconvénient d'être, en général, d'une exécution difficile, et d'entraîner des dépenses excessivement considérables.

On verra, dans un des chapitres suivants, que les constructions en pierres perdues, dont il ne paraît pas que les principes aient encore été suffisamment étudiés, sont susceptibles, en en perfectionnant les procédés, d'offrir de très grandes ressources. On pourrait peut-être, en conservant les encaissements dans lesquels les radiers des ponts de Moulins et de Roanne sont contenus, substituer à la maçonnerie de ces radiers deux ou trois couches de pierres plates, assez grandes pour ne pas être entraînées par le courant : elles suffiraient pour mettre le sable du dessous à l'abri de son action.

Les fascinages offrent des ressources d'un autre genre, dont l'expérience a constaté les avantages; et on sait qu'ils fournissent un des moyens les plus efficaces et les moins coûteux pour consolider les fonds des rivières, et les rendre inattaquables par les courants les plus rapides.

frappant à coups de masse, ou par le moyen d'une sonnette à battre les pieux. On y pratique des cases inclinées et plus larges en bas qu'en haut, qui se remplissent au moment où on la retire des matières qu'elle a traversées. Mais quand la longueur de cette barre est considérable, la manœuvre en est gênante, et il est fort difficile de la retirer : alors il est préférable d'employer une sonde, à l'extrémité de laquelle on adapte une tarière, qui rapporte du terrain quand on la retire en la tournant en sens contraire à celui où on la tournait pour la faire entrer, ou d'autres instruments plus puissants, et appropriés à la nature des couches qu'on veut traverser. La tige de la sonde est composée de différents morceaux d'un à deux mètres de longueur, qui s'assemblent les uns au bout des autres par des tenons et des clavettes; et, pour en faire usage dans les endroits situés au-dessous de l'eau, on emploie des pieux de 40 à 50 centimètres de diamètre, percés dans le milieu d'un trou de 10 à 12 centimètres, et armés d'un sabot en forme d'emporte-pièce, ayant pour grosseur le diamètre du trou. Ces pieux sont battus dans le terrain, et à mesure qu'ils le pénètrent, on enlève avec la tarière la terre qui s'introduit dans le trou qu'on y a pratiqué. On peut ainsi sonder très bas, en entant un nouveau pieu forcé sur la tête de celui qui a déjà pénétré jusqu'au niveau de l'eau : les sondes au pont de Moulins ont été poussées par ce procédé jusqu'à plus de 15 mètres de profondeur.

De toutes les méthodes qu'on peut employer pour acquérir une exacte connaissance du terrain, la meilleure est celle dont on a fait usage à Ambleteuse, où l'on a sondé jusqu'à 25 mètres. Elle consiste à former avec de fortes planches un coffre carré de 40 à 50 centimètres de largeur sur 2 mètres de longueur, ouvert aux deux extrémités. Ce coffre, dont l'extrémité inférieure est armée en fer, s'enfonce verticalement, au moyen de ce qu'on en vide l'intérieur avec des tarières, et qu'on le frappe à coups de mouton. Quand il est entièrement enfoncé, on le prolonge par le dessus en y ajoutant d'autres planches : si la pression latérale du terrain opposait à son mouvement un trop grand obstacle, on enfoncerait dedans un second coffre plus petit, qui coulerait librement, et pour lequel cet obstacle n'aurait plus lieu.

On apprend ainsi quelle est la qualité du terrain, mais non quelle est sa résistance, qu'il est cependant nécessaire de connaître pour régler la longueur des pilots et pour évaluer la dépense du battage. Pour cet effet, il faut faire battre quelques pieux à refus, soit dans le milieu des piles et des culées, soit aux extrémités des avant et arrière-becs. Ils serviront aussi pour établir des repaires lors du tracé des fondations.

CHAPITRE II.

DES OPÉRATIONS PRÉLIMINAIRES DE LA FONDATION DES PONTS.

SECTION PREMIÈRE.

DU DÉBLAI DES TERRES.

On doit considérer dans le déblai la nature des terrains et les moyens d'exécution.

Les terrains dont les parties se divisent avec facilité, tels que la tourbe, la terre de marais, la terre franche très légère, s'enlèvent au louchet, et il n'est pas nécessaire de les piocher avant de les charger dans les brouettes ou dans les tombereaux qui doivent les transporter. Le sable et le gravier sont dans le même cas : quelquefois cependant les parties du gravier sont très serrées, et alors il est assez difficile à emtamer, à moins qu'on ne le fouille sur une certaine hauteur, ce qui permet de le miner par dessous, et de le faire tomber par masses avec des coins frappés en dessus. La terre franche ordinaire, l'argile, la glaise, le tuf, purs ou pierreux, doivent être fouillés avec le pic ou la pioche avant leur chargement, et offrent plus ou moins de difficultés d'après leur degrés de consistance. On comprend ordinairement sous le nom de roc les terrains qu'on ne peut fouiller qu'en y faisant des tranchées avec le pic, ou même la masse et le poinçon, et se servant de ces tranchées, dans lesquelles on introduit des coins, pour détacher des morceaux plus ou moins gros. Quand le roc est très dur, ce procédé ne peut même plus servir, et on est obligé d'employer la mine, en perçant à l'aiguille des trous de 1,5 mètre environ de profondeur, qu'on remplit de poudre dont l'explosion fait détacher les parties de la masse.

Lorsque la distance est peu considérable, le transport des terres se fait avec des brouettes, et ce moyen est ordinairement le plus avantageux jusqu'à 100

ou 150 mètres. Au-delà, on peut employer des camions traînés par des hommes, ou des tombereaux conduits par des chevaux, et, dans ce dernier cas, il n'est pas indifférent de se servir, suivant la distance du transport, de tombereaux dont la capacité soit plus ou moins considérable. Quelquefois le transport des déblais se fait par eau, sur des bateleis ou sur des barquettes pontées. Le choix à faire entre ces différents moyens dépend des circonstances locales, telles que la nature des chemins, la quantité d'hommes dont on peut disposer, la promptitude avec laquelle les travaux doivent être exécutés, et surtout leurs prix relatifs. On trouvera dans le chapitre V^e^ les moyens d'établir ces prix, et de diriger le travail avec économie.

Le transport des terres se fait souvent en les conduisant d'un lieu bas dans un lieu plus élevé : alors il faut pratiquer des rampes, auxquelles on donne ordinairement 8 centimètres de pente par mètre. Les relais des rouleurs de brouettes, qui sont réglés à 30 mètres dans un terrain horizontal ou légèrement incliné, ne peuvent plus avoir que 20 mètres sur ces rampes. Les transports par camion ou par tombereau deviennent également plus pénibles en montant, et on fait moins de chemin dans le même temps. Si le déblai devait descendre à une grande profondeur, le transport par brouettes exigerait des rampes d'un développement considérable, et dont la formation entraînerait des déblais inutiles. Il peut être avantageux de renoncer alors à ce genre de transport, et d'élever les terres en les jetant à la pelle à différentes reprises sur des banquettes disposées par étages, et qu'on place ordinairement à 2 mètres les unes au-dessus des autres.

Ce dernier mode d'exécution convient pour le cas d'une fondation étroite et profonde, où on serait gêné par le manque d'espace. Il y a d'autres cas où le déblai doit être fait sur une grande largeur, et où les terres doivent aussi être élevées à une hauteur plus ou moins considérable sur les bords de la fouille ; tel est celui d'un canal ou d'un bassin, lorsque les terres fouillées dans son emplacement servent à former des levées à l'entour : l'usage alors est de faire suivre aux brouettes des rampes placées sur les talus des levées, et qu'on fait disparaître quand l'ouvrage est terminé ; mais, quand la hauteur est considérable, le transport devient très cher, à raison des grands développements des rampes. On a employé dans ce cas un procédé (1) qui consiste à établir sur les talus des levées des rampes AA (pl. IX, fig. 5), formées par des madriers de sapin portés sur des

(1) Note manuscrite sur les ouvrages exécutés dans l'Ile des Chiens, près de Londres, communiquée par M. Panay.

chevalets, dirigées perpendiculairement à la base de ces talus, et espacées à 18 ou 20 mètres. Au sommet de chaque rampe sont placées des poulies de renvoi p, p', sur lesquelles passe une corde $bpp'b'$; à ses deux extrémités b, b', sont attachées des brouettes, et le point c est fixé au palonnier d'un cheval. Ce cheval parcourant l'intervalle des deux rampes dans le sens pp', la brouette chargée fixée en b monte, dirigée par son conducteur, et la brouette vide fixée en b' descend de même. Quand le cheval est arrivé en p', on remplace à chaque extrémité de la corde la brouette vide par une chargée, et réciproquement, et on fait retourner le cheval. Il est aisé de s'assurer que, quand la hauteur des remblais passe 6 à 7 mètres, ce procédé doit moins coûter que celui qui est en usage.

Il faut avoir soin, dans l'exécution des déblais, de dresser les parois des fouilles suivant un talus plus ou moins incliné, d'après la nature de la terre et la saison dans laquelle on travaille. Il y a des terres fortes qui se soutiennent très longtemps, quoique coupées presque verticalement; mais il faut toujours se précautionner contre les éboulements, dont les ouvriers sont trop souvent les victimes.

Quand les travaux des terrasses sont considérables, ils doivent être étudiés et dirigés avec un soin particulier. Il faut veiller à ce que les terres soient conduites dans des emplacements où elles ne gênent point la suite des travaux, et où elles servent, s'il est possible, aux remblais. On peut d'ailleurs se rendre compte d'avance, quand on connaît l'emplacement du déblai et celui du remblai, de la distance moyenne du transport, cette distance étant égale à celle des centres de gravité de ces deux solides. On observera cependant, dans le cas où les terres doivent être élevées à une certaine hauteur, qu'on est alors obligé de leur faire parcourir des rampes, ce qui occasionne des détours et augmente la distance (1).

(1) On est quelquefois embarrassé pour régler le nombre de relais qui doivent être payés dans le cas où les terres sont à la fois transportées et élevées, d'autant plus qu'il n'est pas toujours possible de développer les rampes suivant les pentes les plus convenables, et qu'il faut alors avoir égard à l'excès de fatigue qu'éprouvent les ouvriers, en comptant plus de relais qu'il n'en a été réellement parcouru. On pourra faire usage des formules suivantes. En nommant

D, la distance horizontale des centres de gravité du déblai et du remblai;

H, leur distance verticale;

p, la longueur des relais sur un chemin horizontal;

p', la longueur des relais sur une rampe;

I, la pente par mètre de cette rampe;

n' le nombre de relais à payer :

En fixant d'après ce principe la distance moyenne du transport, on suppose nécessairement que le déblai est tellement exécuté, que la somme des transports, ou plus exactement la somme des masses des éléments transportés, multipliés chacun par l'espace qu'il parcourt, est un *minimum*. Il est donc très important de diriger l'exécution du travail de manière que cette condition soit remplie, et on y parviendra évidemment en prenant pour principe que les routes suivies par les éléments du déblai soient les plus courtes distances entre les points de départ et d'arrivée, et que ces routes ne se croisent point entre leurs extrémités.

Les déblais s'exécutent par un certain nombre d'ateliers, auxquels il faut d'abord partager convenablement les emplacements du déblai et du remblai. Faisons d'abord abstraction des différentes hauteurs du terrain, et supposons qu'on ait à transporter une aire ABCD (pl. IX, fig. 1) sur une autre aire *abcd*, de même surface, et située dans le même plan. La ligne B*d* qui joindra les centres de gravité G, *g*, de ces deux aires, les divisera tellement, que les deux segments ABD et CBD de la première devront être portés chacun sur les segments correspondants *abd* et *cbd* de la seconde. Si ces segments étaient trop grands

il faut distinguer trois cas; 1° Si $H = o$, on a . . . . . $n = \frac{D}{p}$;

2° Si D est $> \frac{H}{I}$, on a . . . . . $n = \frac{D}{p} + \frac{H(p-p')}{Ipp'}$;

3° Si D est $< \frac{H}{I}$, on a . . . . . $n = \frac{H}{Ip'}$.

Au moyen de ces formules, le réglement du prix du transport des terres par brouettes se fera avec une exacte justice, sans qu'il soit besoin de tenir aucun attachement, et uniquement d'après les distances horizontales et verticales des centres de gravité du déblai et du remblai. D'après les usages les plus généralement adoptés, et indiqués ci-dessus dans le texte, on a $p = 30$ mètres, $p' = 20$ mètres, et $I = 0{,}08$ mètre.

Si on veut régler d'une manière analogue ce qui concerne le transport par tombereaux, en conservant les dénominations ci-dessus, et faisant de plus

t = le temps nécessaire pour parcourir un mètre sur un chemin horizontal;

t' = le temps nécessaire pour parcourir un mètre sur un chemin dont la pente par mètre = I;

T = le temps total du transport, auquel la dépense est proportionnée;

on aura : 1° si $H = o$. . . . . $T = D\,t$;

2° si D est $> \frac{H}{I}$, ... $T = Dt + \frac{H}{I}(t' - t)$;

3° si D est $< \frac{H}{I}$, ... $T = \frac{H}{I}t'$.

D'après les résultats d'expériences les plus exacts, on a $t = 0{,}0003$ heure et $t' = 0{,}0004$ heure, la valeur de I étant toujours $= 0{,}08$ mètre.

pour que le déblai pût en être exécuté par un seul atelier, on les partagerait par le moyen des lignes B'd' et B"$d"$ passant par leurs centres de gravité G' et g', G" et $g"$: et, en suivant cette division aussi loin qu'il sera nécessaire, on coupera le déblai et le remblai en autant de parties qu'on voudra, telles que les terres comprises dans une partie du déblai devront être portées sur la partie correspondante du remblai. Supposons maintenant la profondeur du déblai ou du remblai variables dans l'étendue des aires ABCD et $abcd$: il sera facile d'y avoir égard dans la détermination des centres de gravité des différentes parties, en considérant tous les éléments des aires comme ayant des densités différentes représentées pour chacun par la hauteur de terre qui lui correspond; et si les aires et les routes du transport, au lieu d'être situées dans un même plan, étaient placées sur une surface courbe quelconque, ces routes, ainsi que les lignes BDbd, B'D'$b'd'$, B"D"$b"d"$, qui étaient d'abord des lignes droites, devront être des lignes de plus courte distance sur cette surface (1).

Considérons maintenant un seul atelier AB'D', dont les terres doivent être portées sur l'emplacement $ab'd'$. Si le terrain entre les emplacements du déblai et du remblai était absolument libre, et que les brouettes ou les voitures pussent passer indifféremment partout, il faudrait fixer pour chaque élément du déblai les routes Mn, M'n', M"$n"$, etc., qu'il doit suivre, et il est évident qu'on arrivera au tracé de ces routes en subdivisant par la méthode indiquée ci-dessus les aires AB'D' et $ab'd'$, de manière à ce qu'elles se trouvent partagées par ces lignes en segments correspondants AM'N' et $am'n'$, M'N'NM et $m'n'mn$, MNN"M" et $mnn"m"$, dont les surfaces soient respectivement égales. Cette subdivision sera quelquefois utile dans la pratique, mais ordinairement, comme on est obligé de préparer le chemin que doivent suivre les brouettes ou les tombereaux, et qu'en leur faisant suivre constamment, ce chemin devient plus ferme et le

(1) On sait qu'une ligne jalonnée sur la surface d'un terrain est en général une courbe à double courbure, qui jouit de la propriété d'être sur cette surface la plus courte distance entre deux quelconques de ses points. Ainsi, par un simple jalonnage, on tracera d'abord une ligne dirigée de manière à séparer à-peu-près dans le déblai et le remblai la portion qu'on veut faire exécuter par un atelier. Que l'on conçoive ensuite la surface développable formée par les tangentes de cette ligne qui se trouvent dans des plans verticaux, et celle de ses développantes qui partage en deux parties égales la section de la surface des tangentes dans le déblai. Pour rectifier le premier tracé, il suffira de chercher parmi les développées de cette développante celle dont la surface des tangentes sépare dans le déblai un volume égal à celui séparé dans le remblai.

roulage plus facile, toutes les terres appartenant à un seul atelier suivent entre le déblai et le remblai une direction moyenne Nm, qu'on déterminera évidemment, en joignant les centres de gravité des segments AB'D' et $ab'd'$. Les cas où il peut être avantageux de faire suivre ainsi une seule direction Nm à toutes les terres d'un atelier, ou de partager cet atelier en deux ou un plus grand nombre de parties, et de faire passer les terres par des routes différentes N'm' et N"m", dépendent de l'étendue des ateliers et la dépense nécessaire pour la préparation des chemins.

Il arrive quelquefois que l'emplacement et la forme du remblai $abcd$ (fig. 2) étant déterminés, le déblai doit être pris dans un espace indéfini, mais terminé du côté du remblai par une certaine ligne donnée ADC : il s'agit alors de trouver la ligne ABC, qui terminera le déblai du côté opposé. On arrivera à cette détermination par les tâtonnements suivants. En menant d'abord par le centre de gravité g de l'aire $abcd$ la ligne Bd, et la dirigeant sur la plus courte distance du point g à la ligne ADC, l'espace indéfini terminé par cette ligne se trouvera partagé en deux régions, et les terres portées en abd et cbd devront être prises respectivement d'un côté et de l'autre de la ligne BD. On essaiera ensuite différentes directions des lignes AB et BC, en les traçant de manière que les aires ABD et BCD soient respectivement égales aux aires abd et bcd, et on choisira celles de ces directions qui rendent les distances G'g' et G"g" des centres de gravité de ces aires les plus petites possibles. On répétera ensuite cette opération en essayant différentes directions pour la ligne Bd, et choisissant celle qui donnera pour la somme des transports un *minimum*. La question est la même dans le cas où le déblai est connu, et où le remblai doit être porté dans un espace indéfini terminé d'un côté par une ligne donnée. Souvent la ligne ABC, sans être absolument fixée, doit être dirigée d'une certaine manière : par exemple, si on prend des terres le long d'un chemin, il est convenable de faire le déblai parallèlement à ce chemin. Dans ce cas, les tâtonnements indiqués ci-dessus deviennent moins longs, et quelquefois la solution cherchée se présente d'elle-même.

Nous avons supposé, dans ce qui précède, que l'espace compris entre le déblai et le remblai était libre, et que les routes suivies par leurs éléments pouvaient être dirigées à volonté. Il arrive souvent que ces routes doivent passer par quelques points fixes, tels que des ponts sur un ruisseau ou des portes dans des murs de clôture. Si toutes les terres doivent passer par un seul point fixe, il est évident que l'ordre à suivre dans l'exécution du déblai est indifférent, et si dans ce cas l'emplacement du déblai est indéfini, et seulement limité d'un côté par la

courbe ADC (fig. 2), la courbe ABC qui le terminera du côté opposé sera une circonférence de cercle décrite du point fixe comme centre, avec un rayon tel que la surface du déblai soit égale à celle du remblai.

Si les terres doivent passer par deux points donnés E et F (fig. 3), il faut d'abord déterminer dans les surfaces ABCD et *abcd* de déblai et de remblai les segments dont les éléments doivent être conduits respectivement par chacun de ces points. Or, si HI et *hi* sont les courbes qui séparent ces segments, il doit être indifférent, pour porter un point quelconque M de la première courbe sur un point quelconque *m* de la seconde, de le faire passer par le point E ou par le point F. On déduit de cette considération (1) que ces courbes appartiennent aux deux branches d'une hyperbole dont les points E, F sont les foyers, et dont l'axe se détermine par la condition que les segments dans lesquels elle partage les aires soient respectivement égaux. S'il y avait plus de deux points donnés par lesquels les routes du transport dussent passer, il faudrait leur appliquer la solution précédente en les considérant successivement deux à deux.

Si ces points, sans être fixés d'une manière absolue, devaient être placés sur une certaine ligne donnée : si, par exemple, il se trouvait entre le déblai et le remblai un ruisseau sur lequel il fallût établir des ponts; ces ponts devraient être placés de manière que la somme des transports des terres fût un *minimum*. On y parviendrait en essayant diverses positions, appliquant à chacune la solution ci-dessus, et choisissant celles qui satisferaient le mieux à la condition du *minimum;* et on déterminerait le nombre des ponts à construire, de manière que l'économie dans le transport qui résulterait d'un pont de plus, fût plus grande que la dépense de son établissement (2).

(1) On a les deux suites d'équations

$$ME + Em = MF + Fm,\ M'E + Em = M'F + Fm,\ M''E + Em = M''F + Fm, \text{ etc.}$$
$$ME + Em = MF + Fm,\ ME + Em' = MF + Fm',\ ME + Em'' = MF + Fm'', \text{ etc.}$$

En faisant $Fm - EM = k$, la première suite donnera

$$ME - MF = k,\ M'E - M'F = k,\ M''E - M''F = k, \text{ etc.},$$

et la seconde,

$$Em - Fm = -k,\ Em' - Fm' = -k,\ Em'' - Fm'' = -, k, \text{ etc.},$$

ce qui démontre la proposition énoncée.

(2) La théorie des déblais et remblais est un sujet de recherches également curieuses et importantes, eu égard aux grandes dépenses que les travaux de terrasses occasionnent. Ses principales questions ont été traitées par M. Monge (Mémoires de l'Académie des Sciences, 1781), et M. Dupin, officier du génie maritime, s'est aussi occupé de ce sujet (Correspondance sur

SECTION II.

DES ÉCHAFAUDS POUR L'EXÉCUTION DES FONDATIONS.

Quand les fondations des ponts doivent être exécutées par épuisements, on peut battre les pieux avec des sonnettes établies sur des bateaux, et la fondation étant ensuite entourée de bâtardeaux, et mise à sec, les autres opérations s'exécuteront sans qu'il soit nécessaire d'établir aucun échafaud. Cependant les pieux de la plupart des ponts fondés par épuisement ont été battus par des sonnettes portées sur des échafauds, et sans cela il est effectivement difficile d'obtenir un battage bien exact.

Quand les ponts ne sont pas fondés par épuisement, les échafauds de fondation doivent être établis assez haut pour n'être pas couvert par les crues d'été, ce qui exige dans la plupart des rivières qu'on les place à 2 mètres au-dessus de l'étiage. Ils sont ordinairement formés par des files de pieux A,A,A,.... (pl. IX, fig. 4) recouverts par des chapeaux B,B,.... qui sont assemblés aux pieux par des tenons, ou simplement posés et arrêtés avec une chevillette (fig. 4 *a*). On donne ordinairement 20 à 25 centimètres de diamètre aux pieux, suivant la profondeur de l'eau, et autant d'écarrissage aux chapeaux. Les pieux doivent prendre environ 1,5 mètre de fiche dans le fond, et, à moins que la nature du terrain ne l'exige absolument, on ne les armes points de sabots qui les rendraient plus difficiles à arracher. Leur espacement, dans le sens de la longueur des files, peut aller jusqu'à 4 mètres, et, d'une file à l'autre, à 3 mètres. On moise l'échafaud par le moyen de madriers C, C, placés aux extrémités, et arrêtés sur chaque chapeau par des chevillettes. On place ensuite sur les chapeaux des madriers mobiles en sapin, qu'on dispose suivant que l'exigent les différentes manœuvres.

On substitue quelquefois aux chapeaux des madriers posés de champ (fig. 4*b*), et arrêtés contre les pieux par une chevillette, ou plutôt par un boulon qui les

l'École impériale Polytechnique, n° 7). Nous ne pouvions guère présenter ici ces recherches sous leur forme générale et analytique : la plupart des questions sont d'ailleurs résolues par des équations différentielles assez compliquées, et les calculs nécessaires pour les établir et les intégrer deviennent plus pénibles que les tâtonnements par lesquels on peut y suppléer dans la pratique.

traverse tous deux : cette disposition est plus économique, et pour le moins aussi solide.

Les lignes ponctuées tracées sur la figure indiquent les directions des files des pieux de fondation d'une pile : ceux situés vers le milieu sont censés battus. Il faut que les chapeaux BB soient placés de manière à ce qu'ils se trouvent entre les files, et n'en gênent point le battage, ce qui exige dans l'exécution que la position de ces chapeaux soit déterminée avec une certaine exactitude. Il faut également avoir égard aux différentes opérations auxquelles l'échafaud devra servir : il doit pouvoir se prêter également au draguage, au battage, au récépage des pieux. Ce dernier ne s'exécute souvent qu'au moment où les eaux sont très basses, et avec des scies qui ne peuvent atteindre à une grande profondeur, ce qui oblige à abaisser le niveau de l'échafaud : on doit prévoir cette circonstance et la dépense qui en résultera. L'étendue de l'échafaud est ordinairement réglée d'après l'espace nécessaire pour placer les sonnettes quand elles battent les pieux du pourtour de la fondation : ainsi le patin d'une sonnette ayant environ 5 mètres de longueur, il faut que l'échafaud s'étende à 2,5 mètres au moins au-delà des files extérieures des pieux de fondation. Si les machines employées aux autres opérations étaient plus grandes, on se donnerait également l'espace nécessaire pour les manœuvrer.

Lorsque la rivière où on construit un pont est navigable, il faut faire les dispositions convenables pour que les bateaux ne touchent point aux échafauds, ce qui ne pourrait manquer de les renverser. Le meilleur parti à prendre est d'établir entre deux piles, par le moyen des files de pieux garnies de plats-bords, un passage qui s'évase un peu en amont et en aval.

SECTION III.

DU DRAGUAGE ET DU RÉGALAGE.

Les procédés ordinaires du déblai des terres ne peuvent être employés au-dessous du niveau de l'eau; cependant, quand on travaille dans une terre peu compacte, et dans du sable ou du gravier dont les parties ne sont point trop adhérentes, on peut encore se servir de la pelle ou du louchet jusqu'à 50 centimètres de profondeur : mais arrivé à ce point, il faut nécessairement enlever l'eau par le moyen d'épuisements, ou employer d'autres instruments qui prennent le nom de *dragues*.

Le plus simple est la drague à main (pl. IX, fig. 7 *a*), qui présente une sorte

de coffre en tôle, ouvert par devant et par dessus, et armé d'un manche un peu flexible, dont la longueur est proportionnée à la profondeur à laquelle on veut atteindre. Les manœuvres font mordre la drague dans le sable, en soutenant le manche sur l'épaule, et déposent sur l'échafaud le sable qu'ils ont puisé, et qui est ensuite enlevé dans des brouettes. Si on rencontre des pierres un peu grosses, ou des morceaux de bois, on cherche à dégager le sable qui les entoure et on les enlève ensuite avec des griffes (fig. 7 *b*). La drague à main est avantageuse quand on travaille dans du sable fin ou du gravier dans lequel elle mord facilement, et quand la profondeur n'est pas considérable. Elle est surtout utile pour les angles rentrants et les parties étroites d'une fondation, où il serait difficile d'introduire d'autres machines, et quand la surface de la fondation est trop petite pour que l'économie que ces machines pourraient procurer compensât les frais de leur établissement.

Lorsque le fond est une terre forte ou un gravier serré et compacte, il n'est pas possible de l'entamer avec la drague à main, et il faut avoir recours à des moyens plus puissants. Il paraît que le meilleur de tous, quand on a de grands effets à produire, est la machine employée pour le curage des ports à Venise (1). Mais elle ne peut guère servir au draguage des fondations, parce que les frais d'établissement ne seraient point couverts par l'économie qu'elle procurerait, et que cette machine, disposée très avantageusement pour agir dans la vase et dans des terres argileuses peu compactes, ne conserverait pas la même supériorité dans les fonds de sable et de gravier qui se rencontrent le plus souvent dans les fondations. La même observation s'applique aux anciennes machines à curer, dont Bélidor a donné la description (2).

On s'est servi pour le draguage de l'intérieur des bâtardeaux, lors de la fondation du pont d'Orléans, d'une sorte de cuiller armée d'un manche, qui occupait presque tout l'intervalle des deux files de palpanches. On la faisait mordre et on la retirait par le moyen d'une corde attachée sur le devant, et passant sur un cabestan. Elle a été abandonnée, comme moins avantageuse que la drague à hottes, qui est actuellement généralement employée (3).

(1) Voyez, pour sa description, le Traité élémentaire des machines, par M. Hachette, p. 249.

(2) Architecture hydraulique, 2e partie, liv. III, chap. IX. On a employé une machine de ce genre au draguage d'une partie de la fondation du pont de Moulins; mais il paraît qu'elle ne réussit pas. Voyez la Description du pont de Moulins, par M. de Regemortes, page 34.

(3) Voyez, pour la description de cette cuiller, les OEuvres de Perronet, t. II, pages 2 et 24, *in-folio*.

Cette dernière machine (pl. IX, fig. 7) (1) est composée principalement de deux rouleaux AA, et d'un treuil D : les deux rouleaux touchent au fond, et le treuil est élevé au-dessus de l'échafaud. Ils sont enveloppés d'une chaîne, dont les mailles alternativement plates et carrées portent de distance en distance des hottes de tôle *t*, *t*, *t*... percées de petits trous qui laissent écouler l'eau, et terminées par un bec saillant avec lequel elles pénètrent facilement dans le sable. Les deux rouleaux AA sont assemblés par deux traverses qui supportent leurs tourillons, et qui sont soutenues par quatre montants NN, nommés *élindes*. Quatre poteaux portent le treuil D, auquel est adapté un hérisson à six pans, dont trois sont en saillie, et entrent dans les mailles carrées de la chaîne. Ces poteaux sont assemblés aux traverses CC du haut des châssis, contre lesquelles les élindes sont appliquées et sur lesquelles elles sont soutenues à la hauteur convenable, par le moyen des boulons OO, qui, étant placés plus ou moins haut, permettent de faire agir les hottes avec plus ou moins de force sur le sable. On connaît si la hotte éprouve de la part du fond une trop grande résistance, parce qu'alors les élindes s'élèvent, et les boulons OO ne portent plus sur les traverses. Pour donner le mouvement à la machine, on fait tourner la manivelle M, dont l'axe porte un pignon qui engrène dans une roue dentée fixée au treuil D. Les hottes montent successivement après s'être chargées de sable en passant sous les rouleaux AA : arrivées au-dessus du hérisson, elles s'inclinent, et le sable s'écoule sur le tablier GG, qui peut tourner sur son extrémité inférieure, et qu'on retire par le moyen de la poignée H pour laisser passer les hottes librement. A mesure que la fouille s'approfondit, il devient nécessaire d'abaisser les rouleaux AA, et d'allonger la chaîne, ce qui se fait en ajoutant des fausses mailles. Si le sable ou le gravier offre trop de résistance aux hottes, on le déchire en leur substituant des grapins, et dans beaucoup de terrains il est nécessaire de placer alternativement sur la chaîne un grapin et une hotte : les uns et les autres sont adaptés à une maille plate, qui peut se prêter comme les autres à passer sur le hérisson et à recevoir les fausses mailles.

(1) On lit dans les OEuvres de Perronet, tome II, page 24, *in-folio*, et dans la Description du pont de Moulins, page 16, que cette machine avait été proposée par son inventeur, nommé de Lons, ou de Lonce, pour épuiser l'eau, et qu'elle a été appliquée ensuite utilement au draguage des sables. Mais les Hollandais se servaient depuis longtemps de machines semblables pour enlever la vase au fond des canaux, en disposant des seaux de tôle pour former, soit un chapelet vertical, soit un chapelet incliné. Voyez l'Architecture hydraulique, 2e partie, livre III, chapitre IX.

La machine à draguer porte quelquefois immédiatement sur l'échafaud, par le moyen des traverses inférieures D D; mais il est plus avantageux de l'établir sur un char soutenu sur des rouleaux. La machine se plaçant sur l'un et l'autre bord du char, peut draguer l'intervalle entier compris entre les chapeaux, et pour la faire passer d'une travée de l'échafaud dans une autre, on élève assez les élindes, auxquelles on attache la chaîne, pour que les rouleaux A A soient au-dessus du niveau de l'échafaud. On pourrait aussi se contenter d'adapter des rouleaux sous les traverses inférieures, et en disposant ces rouleaux de manière à ce qu'on pût les placer à volonté sur un point quelconque de la traverse, on suppléerait entièrement au char, pourvu que ces traverses fussent suffisamment longues et fortes (1).

Cette machine est très avantageuse lorsque le sable offre peu de résistance; mais quand il y a des pierres, ou qu'il faut déchirer le gravier avec les grapins, la chaîne casse très souvent et le travail est fréquemment interrompu : alors il faut augmenter la force de la chaîne et des élindes. On parvient ainsi à entamer les fonds les plus durs, tels que le galet fortement mastiqué sur lequel a été fondée l'écluse de Dieppe (2). On serait d'ailleurs moins exposé aux accidents si on remplaçait par les chaînes connues sous le nom de *chaînes de montre* celles qui ont été faites jusqu'à présent d'après la description de M. de Regemortes. Elles se prêteraient également à recevoir les hottes et les grapins, à passer sur le hérisson, et à être facilement allongées ou accourcies par de fausses mailles. A égalité de poids, elles présenteraient nécessairement beaucoup plus de force, parce que le fer ne serait point coudé comme il l'est en deux endroits dans les mailles carrées des autres chaînes.

Quand on approfondit par le moyen du draguage l'emplacement d'une fondation, il faut éviter que la fouille ne soit remplie, soit par l'éboulement de ses parois, soit par le sable que le courant de la rivière peut y entraîner. On y parvient en entourant la fondation de vannages, ou seulement de fascines qui peuvent ordinairement s'appuyer contre les pieux de l'échafaud. Les uns ou les autres doivent descendre jusqu'au niveau du fond de la fouille (3).

(1) Pour une description plus ample de la machine à draguer, voyez la Description du pont de Moulins, par M. de Regemortes, p. 17, et pour le détail des pièces qui la composent, les OEuvres de Perronet, tome II, page 24, *in-folio*.

(2) Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome II, p. 102.

(3) Lorsque l'emplacement des fondations doit être piloté, il faut toujours le draguer avant de battre les pilots, ce qui a le double avantage de rendre le draguage plus facile, et de

En draguant dans l'intérieur des bâtardeaux pour enlever le sable au travers duquel l'eau passerait avec trop de facilité, et auquel on doit substituer de la glaise ou de la terre franche, on cherche seulement à approfondir le milieu de l'intervalle des deux rangs de palplanches. Le sable vient tomber de chaque côté dans le ruisseau qu'on y creuse, et celui qui reste contre les pieux leur forme une sorte d'empattement qui empêche qu'ils ne puissent être déchaussés. Mais il y a plusieurs cas où il est nécessaire de mettre le fond où l'on drague exactement de niveau, ce qui exige l'emploi des sondes et du régalage.

La sonde la plus simple consiste dans une dalle de pierre, percée au milieu d'un trou destiné à recevoir un manche de bois. Ce manche, qu'on a soin de maintenir dans une position verticale, porte des divisions qui servent à faire connaître la distance entre la surface de l'eau et le point du terrain où la sonde est posée. En la transportant dans toutes les parties de la fouille, on peut juger de celles qui sont trop hautes ou trop basses.

On a employé pour la fondation de l'écluse de Dieppe (1) une sonde qui, avec moins de sujétion, donne des résultats plus assurés que la précédente : elle consiste (pl. IX, fig. 6) dans un châssis composé de deux montants verticaux AA, et de deux traverses BB, CC. Sous la traverse inférieure est posée une planche

donner lieu aux pieux d'entrer plus profondément avec moins de dépense. Cependant il peut y avoir des circonstances où l'on ait besoin de draguer entre des pilots, et comme la machine dont on a donné la description est trop large pour passer entre leurs files, on n'a alors d'autre ressource que l'emploi de la drague à main. Cette dernière ne produisant presque aucun effet lorsque la hauteur d'eau est un peu considérable, M. Lamandé a imaginé pour y suppléer une nouvelle machine, qui drague et régale à la fois. Elle consiste dans quatre élindes disposées deux à deux, à environ 3 mètres de distance. Au pied de chaque couple de ces élindes est une sorte de hérisson dont les rayons saillants et aigus peuvent déchirer le fond. Deux traverses vont d'un hérisson à l'autre, et portent deux hottes disposées en sens contraire, et couchées de manière à présenter leur ouverture verticalement. Quand on donne à la machine un mouvement de translation dans un sens, une des hottes amène d'un côté de la fondation le sable que le hérisson qui la précède a déchiré ; et quand on donne un mouvement de translation dans un sens opposé, l'autre hotte amène de la même manière le sable de l'autre côté de la fondation. Ce sable est reçu dans des rigoles creusées avec la drague à hottes, par le moyen de laquelle il est enlevé. Cette machine ingénieuse a été employée à l'une des piles du pont d'Austerlitz, où la rivière avait amené pendant l'hiver, entre les pieux, du sable qu'il était nécessaire d'enlever avant que les eaux eussent assez baissé pour qu'on pût se servir de dragues à main.

(1) Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome II, page 103.

horizontale, et les extrémités inférieures des montants portent deux rondelles en plomb PP, servant à lester la sonde. La longueur de la traverse CC est égale à la largeur de la travée de l'échafaud, mais la traverse B B est plus longue, afin de porter sur les chapeaux qui doivent être posés exactement de niveau. En lui faisant parcourir une travée, on juge, par l'élévation du châssis, des parties qui sont trop hautes, et où il est nécessaire de ramener les dragues.

On peut s'assurer très exactement par ce procédé que le fond de la fouille a été enlevé partout jusqu'à la profondeur indiquée par le niveau de la traverse inférieure du châssis : mais on n'est pas certain que ce fond soit arrasé à ce niveau, puisque les dragues peuvent avoir creusé plus bas dans quelques parties, ce que la sonde n'indique point. Il reste donc, pour s'assurer du niveau dont on a besoin, une nouvelle opération à faire, qui consiste à régaler le fond, c'est-à-dire à rapporter dans les parties trop basses les matériaux nécessaires pour les remplir. Cette manœuvre s'est faite à la fondation de l'écluse de Dieppe, par une méthode ingénieuse et exacte.

On employait une grande trémie (pl. IX, fig. 8), soutenue à une hauteur telle que le dessous des traverses inférieures T T se trouvât placé dans un plan horizontal à 8 centimètres au-dessus du niveau des parties les plus hautes de la fouille. L'intérieur de la trémie était rempli jusqu'à environ un mètre et demi de hauteur de galet, qui avait passé dans un crible dont les barres laissaient entre elles 54 millimètres d'intervalle, et qui était obligé de traverser un second crible semblable, posé à l'entrée de la trémie. Ce galet passait alors facilement par l'intervalle des traverses inférieures, et en donnant un mouvement lent et progressif à la trémie, il remplissait tout l'espace vide entre le terrain et ces traverses. On avait soin de renouveler le galet à mesure qu'il s'écoulait, et comme les inégalités du fond offraient des parties plus basses qui laissaient écouler le galet plus promptement, et qui en exigeaient une plus grande quantité, on avait disposé, pour en être averti, des sondes S,S,S,S, qui faisaient juger par leur hauteur du niveau du galet dans la trémie, et indiquaient les endroits qu'il était nécessaire de recharger de préférence (1). La machine était portée par des rouleaux adaptés aux traverses AA, sur un charriot qui pouvait rouler lui-même sur les chapeaux de l'échafaud.

(1) Pour une description plus ample de cette machine, et pour la manière dont on la faisait passer d'une travée de l'échafaud dans une autre, voyez la Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome II, pages 106 et 130.

Cette méthode était peut-être la seule qui convînt pour mettre de niveau un fond de galet mastiqué en quelque sorte par la vase et le gravier déposé par la mer, et dont les parties étaient fortement adhérentes. On pourrait également l'adopter pour arraser du sable ou du gravier : mais la mobilité et le peu de cohésion de leurs parties que ces dernières substances offrent ordinairement, permet d'employer des procédés plus simples. C'est ainsi qu'à la fondation du pont de Moulins on a sondé et régalé la fouille en même temps, par le moyen d'une sorte de rateau (pl. IX, fig. 9). Cette machine était portée sur un bateau, en travers duquel étaient fixées les pièces AA, entre lesquelles passaient les montants DD, soutenus par la traverse horizontale HH, qui portait sur la pièce G, dans laquelle étaient pratiqués les écrous des verrins FF. Au pied des montants DD était assemblée une planche KK, ferrée dans sa partie inférieure, et le pied de ces montants offrait des anneaux MM, auxquels était attaché un cordage L.

Pour faire manœuvrer le rateau, on plaçait le bateau sur un des côtés de la fouille, et après avoir mis la pelle MM de niveau par le moyen des verrins et des divisions des montants DD, et l'avoir enfoncée dans le sable autant qu'il était possible, on faisait avancer le bateau par le moyen d'un treuil agissant sur le cordage L, et la pelle portait le sable en avant. Quand elle était trop chargée, ce qui se connaissait par le déversement du bateau, on rehaussait les montants DD. En répétant convenablement cette opération, on parvenait à amasser le sable en un monceau vers le milieu de l'enceinte, où il était enlevé par des machines à draguer montées sur des bateaux. On aurait pu également faire porter le rateau sur des chapeaux d'échafaud (1).

Les procédés dont nous venons de donner l'idée peuvent être adoptés avec avantage dans des circonstances analogues, et il sera facile d'imaginer les simplifications dont ils sont susceptibles, et qu'il serait convenable d'y apporter pour des ouvrages moins importants que ceux où ils ont été employés.

SECTION IV.

DES BATARDEAUX.

L'objet des bâtardeaux est d'intercepter, autant que la chose est possible, toute communication entre l'emplacement de la fondation et le reste du lit de la

(1) Voyez la Description du pont de Moulins, page 22.

rivière, en sorte qu'on puisse enlever l'eau qui couvre cet emplacement et le mettre à sec. Les eaux pouvant arriver dans la fondation par les côtés et par le fond, on voit qu'il doit y avoir deux espèces de bâtardeaux, que nous nommerons *bâtardeaux d'enceinte* et *bâtardeaux de fond.* Nous allons d'abord nous occuper des premiers.

Lorsque la hauteur d'eau est peu considérable, qu'on ne doit pas épuiser à une grande profondeur, et que le fond est peu perméable, on se contente pour former le bâtardeau d'une simple levée en terre franche, dont on proportionne l'épaisseur à la hauteur d'eau qu'elle doit soutenir. Si le fond offrait du sable ou du gravier, il faudrait le draguer auparavant dans l'emplacement du bâtardeau, jusqu'à une profondeur au moins égale à celle où on veut parvenir par le moyen des épuisements. Ce procédé ne peut guère être employé si les épuisements doivent descendre à plus d'un mètre au-dessous du niveau des eaux de fleuve.

Après les bâtardeaux faits seulement en terre, les plus simples consistent dans une file de pieux AAA... (pl. IX, fig. 12), contre lesquels sont appuyés des vannages BBB..., formés par des plate-formes assemblées avec des traverses. Contre ces plate-formes, et du côté de la fondation, sont appuyées des terres battues T.

Quand la profondeur à laquelle on veut parvenir passe 1,5 mètre, il faut employer deux files de pilots. Si le fond du lit n'est point trop perméable à l'eau, ou si le fond est tellement dur qu'il ne puisse être attaqué par le moyen des dragues, on se contente de placer contre chacune des files de pieux des vannages BB... (fig. 13), dont on remplit l'intervalle en terre franche ou en glaise T, pilonnée avec soin. Si la trop grande perméabilité du fond ou la nécessité de descendre les épuisements à une grande profondeur, obligeaient à draguer l'intérieur du bâtardeau, il faudrait, au lieu de ces vannages, battre derrière les pieux des palplanches jointives PP... (fig. 14). Dans tous les cas, les pieux doivent être assemblés d'un côté à l'autre du bâtardeau par des entretoises LL (fig. 13 et 14). On donne 20 à 25 centimètres de diamètre aux pieux de ces bâtardeaux : ils sont espacés dans chaque file à 1,5 ou 2 mètres de distance, et doivent prendre 1,5 ou 2 mètres de fiche au-dessous du niveau où le fond doit être dragué. Les palplanches ont 10 à 12 centimètres d'épaisseur, et peuvent n'avoir que 60 à 80 centimètres de fiche au-dessous de ce même niveau.

L'épaisseur des bâtardeaux est ordinairement égale à la hauteur d'eau qu'ils doivent soutenir. On la fait moins grande si les pieux pénètrent profondément dans un bon terrain, et si on peut les appuyer par des arcs-boutants. Cependant comme

les bâtardeaux servent de chantier, qu'on y place les hommes employés aux épuisements, et qu'il y a peu d'économie à en diminuer la largeur, on ne doit pas chercher à trop la réduire. Pour éviter l'interruption du travail par les crues qui ont lieu dans les rivières, on doit élever les bâtardeaux au-dessus du niveau ordinaire de ces crues.

On peut espérer, par le moyen des bâtardeaux que nous venons de décrire, de descendre les épuisements à 3 mètres environ au-dessous du niveau de la rivière dans la terre franche, qui est le terrain qui donne le moins de filtrations, et à 2 mètres au plus dans un terrain sablonneux.

Quand on fonde un grand pont par le moyen des épuisements, la disposition des enceintes formées par les bâtardeaux est un objet important. Si au-dessous du gravier qui forme le fond du lit il se trouve des couches de glaise ou de terre franche, et qu'on soit assuré de pouvoir draguer dans l'intérieur des bâtardeaux jusqu'à ces couches, on peut former des enceintes qui comprennent plusieurs piles. Il en résultera plus de facilité dans le service, et de l'économie dans la construction de bâtardeaux, sans que les épuisements puissent devenir bien coûteux. Mais si on prévoit que les épuisements doivent être considérables, il vaut beaucoup mieux former une enceinte séparée pour chaque pile, surtout si les arches ont beaucoup d'ouverture. On doit, en construisant les bâtardeaux, laisser environ 1,5 mètre d'espace libre au pourtour de la fondation, et se réserver ensuite l'emplacement nécessaire pour les machines à épuiser, mais il faut craindre de faire les enceintes trop grandes. Quand l'ouverture des arches ne passe point 15 mètres, on fait au milieu de chacune un bâtardeau qui peut servir successivement pour les deux piles voisines; si cette ouverture est plus considérable, et que le fond soit un peu perméable, il vaut mieux que les enceintes soient entièrement séparées.

On peut juger de l'importance de ce dernier précepte par l'exemple de la fondation du pont d'Orléans (1). La culée du côté de la ville et la première pile de ce pont ont d'abord été fondées dans une enceinte de 3600 mètres carrés, formée par 166 mètres de bâtardeaux. On a compris ensuite la deuxième et la troisième piles dans une enceinte de 2600 mètres carrés, garantie par 164 mètres de bâtardeaux, dont 27 mètres faisaient partie de la première enceinte. La quatrième pile, située en partie dans une île, a été fondée seule dans une enceinte de 1800 mètres carrés, avec 61 mètres de bâtardeaux. La cinquième et

(1) OEuvres de Perronet, tome II, pages 2-12, *in-folio*.

la sixième piles ont été fondées dans une enceinte de 2900 mètres carrés, garantie par 195 mètres de bâtardeaux, dont 43 mètres avaient servi pour l'enceinte précédente. La septième et la huitième piles ont été comprises dans une enceinte de 3000 mètres carrés, formée par 234 mètres de bâtardeaux, dont 31 mètres avaient déjà servi. Enfin, la seconde culée a été fondée séparément dans une enceinte de 1400 mètres carrés, garantie par 125 mètres de bâtardeaux, dont 43 mètres appartenaient aux enceintes précédentes.

La surface totale des enceintes a donc été de 15300 mètres carrés, et le développement des bâtardeaux qui ont été construits, de 801 mètres, ce qui revient pour chaque pile ou culée à une surface moyenne de 1530 mètres d'enceinte à épuiser, et à un développement de bâtardeaux de 80 mètres.

Mais, si chacune avait été fondée séparément dans une enceinte, en laissant 3 mètres d'espace libre au pourtour de la fondation, le développement des bâtardeaux eût été, pour chaque pile ou culée, de 72 mètres, et la surface de l'enceinte de 380 mètres seulement : et comme dans les cas où l'intérieur des bâtardeaux a été dragué jusqu'au tuf, comme au pont d'Orléans, on peut admettre que la dépense des épuisements est à-peu-près proportionnelle à la surface des enceintes, on voit que la dépense qui a été faite, et qui s'élèverait actuellement à plus de deux cent mille francs, eût été réduite à moins du quart. Le développement des bâtardeaux eût été moins considérable, et on n'aurait pas eu à construire de petits bâtardeaux dont nous n'avons point parlé, par lesquels on a été forcé de partager les enceintes. Il y aurait donc eu dans ce cas beaucoup d'avantage à renfermer les différentes parties des constructions dans des enceintes séparées.

Les bâtardeaux d'enceinte ne peuvent prévenir les filtrations qu'autant que les terres qu'ils renferment reposent sur une couche de terrain qui ne se laisse point pénétrer par l'eau : autrement les eaux se font jour au travers du fond, et forment quelquefois des sources assez abondantes pour qu'il soit impossible d'en enlever le produit avec les machines à épuiser. Souvent même le battage des pilots occasionne des filtrations de cette espèce, et cela arrive particulièrement quand ils traversent une couche solide, qui, par sa nature, se serait opposée au passage de l'eau. On cherche à étouffer ces sources en y jetant des boules de glaise sèche qui doivent augmenter de volume en se détrempant, des sacs de toile remplis également de glaise, et surtout de la chaux maigre vive mélangée avec du mortier, qui peut former avec le sable du fond une sorte de béton capable de résister à la poussée de l'eau. Quand ces procédés ne réussissent pas, on renferme la source dans une cuve enveloppée d'un petit bâtardeau, par le moyen

duquel elle peut s'élever au niveau de la rivière, en restant isolée de l'enceinte de la fondation.

De semblables moyens d'étouffer les sources provenant du fond, et même le dernier qui est le plus efficace de tous, réussissent dans un terrain qui n'est pas absolument perméable à l'eau, et où elle ne se fait jour que par les fissures qu'il présente. Mais dans un terrain homogène, tel qu'un banc de sable ou de gravier, ces moyens ne peuvent plus produire aucun effet. La source qu'on parvient à étouffer ou à enfermer dans un endroit reparaît aussitôt à côté, et on chercherait en vain à s'en débarrasser entièrement. C'est dans ces circonstances qu'il faut avoir recours à ce que nous avons nommé bâtardeaux de fond.

La manière la plus simple d'exécuter les bâtardeaux de fond est, après avoir dragué et régalé à la profondeur convenable l'emplacement de la fondation, de verser sur toute sa superficie une couche de glaise ou de terre franche, de 30 à 40 centimètres d'épaisseur, qui est ensuite recouverte et maintenue par un plancher en bois composé de panneaux jointifs, qu'on assujétit au fond de l'eau en les chargeant de pierres. Les planches qui forment ces panneaux peuvent être en sapin, et n'avoir que 20 millimètres d'épaisseur; mais il faut que rien ne puisse passer entre leurs joints, sur lesquels on doit assujétir avec des cloux des bandes de toile ou des tringles de bois. Si un semblable bâtardeau a été construit avec soin, il doit s'opposer à toutes les filtrations qui pourraient venir du fond. L'expérience de la fondation du pont de Moulins, où, dans le terrain le plus perméable, on a épuisé avec douze chapelets verticaux une enceinte de 3000 mètres carrés à 2,6 mètres sous l'étiage, ne doit laisser aucun doute sur l'efficacité de ce procédé (1).

On ne peut guère employer les bâtardeaux de fond pour les fondations sur pilotis, parce que les pilots, auxquels la terre et les planchers ne peuvent être joints exactement, sont pour les eaux autant de conducteurs. Mais on a vu, dans le chapitre précédent, que l'on n'est guère dans le cas d'employer des pilotis pour les terrains où il est nécessaire de construire des bâtardeaux de fond, et qu'il suffit, pour prévenir tout danger, d'encaisser les fonds de sable et de gravier et d'en prévenir l'affouillement.

Les bâtardeaux de fond se forment quelquefois avec une couche de béton dont on couvre la superficie de la fondation, et qui, quand on lui a laissé le temps de prendre corps, peut opposer assez de résistance au passage de l'eau

(1) Description du pont de Moulins, page 28.

pour rendre les épuisements très faciles. On ne peut donner moins de 70 centimètres d'épaisseur au béton. Ce procédé exige beaucoup de précautions : il peut arriver, en effet, si la charge est considérable, que l'eau se fasse jour au travers du fond, emporte et déblaie le béton sur une plus ou moins grande étendue, et il est également difficile de prévenir cet accident et d'y remédier. Il sera beaucoup moins à craindre si, avant de descendre le béton, on couvre la surface du fond d'un plancher jointif, ou si on charge le béton avant d'épuiser d'un massif de moëllons, qu'on n'enlèverait que par petites parties, à proportion de l'avancement des constructions.

Le versement de terres pour les bâtardeaux de fond exige des précautions particulières, parce qu'il est essentiel que l'épaisseur de la couche soit partout exactement la même. On a employé pour cet objet au pont de Moulins (1) une machine ingénieuse que nous allons faire connaître. La figure 10, planche IX, est sa coupe transversale, et la figure 11 sa coupe sur la longueur. Quand on charge la terre, la machine est dans la position représentée par la partie à droite des deux figures, et on en remplit les espaces compris entre les grillons *ggg...*, dont le fond est formé par des planches *ppp...* mobiles sur des charnières, et soutenues dans leur position horizontale par la pièce AA. Pour verser la terre, on détache les leviers L, qui avaient été fixés dans leur position inclinée, et le poids de la terre suffit pour faire tourner ces leviers autour des boulons qui assujétissent les charnières MM aux pièces horizontales ABCD, et pour faire prendre à la machine la position indiquée par la partie à gauche des figures, ce qui fait descendre les pièces AA, et permet aux planches *ppp...* de tourner sur leurs charnières et à la terre de s'échapper ; et, afin de remplir le vide que l'épaisseur des grillons aura pu causer, on fait un second versement après avoir fait avancer la machine d'une quantité égale à la moitié de l'espace compris entre les grillons. Les pièces BB... sont fixes et peuvent être supportées sur les bords de deux bateaux, ou sur des chapeaux d'échafaud. On peut même, dans ce dernier cas, les établir sur des rouleaux, afin de faciliter le mouvement de la machine.

On s'est servi, pour le versement de la glaise déposée sous le fond du caisson de l'écluse de Dieppe, d'une machine à-peu-près semblable (2). Elle différait seulement en ce que les planchettes tournaient sur des gonds placés à leurs

(1) Description du nouveau pont de pierre construit à Moulins, page 26.

(2) Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome II, page 109.

extrémités, et que le mouvement leur était donné par des espagnolettes. Elle paraît offrir une plus grande précision, qui peut être nécessaire quand la couche de glaise ou de terre doit être très peu épaisse.

L'établissement des machines de ce genre étant toujours coûteux, on ne peut les employer que pour des constructions d'une grande importance. Dans d'autres cas, on pourrait se borner à placer sur des chapeaux d'échafaud des planches d'égale largeur joignant les unes aux autres, qu'on couvrirait de terre, et qu'on ferait ensuite verser à la main en prenant garde qu'elles ne se dérangeassent.

La descente des panneaux dont les planchers seront composés doit aussi être exécutée avec le plus grand soin, afin qu'ils soient exactement joints les uns aux autres. Cette opération a été faite à la fondation du pont de Moulins par le moyen de guides armées de tire-fonds, glissant verticalement entre des coulisses, et disposées de manière à ce que les guides du plancher qu'on allait descendre étaient jointes à celles du plancher descendu par des brides qui ne s'opposaient point à leur glissement vertical (1).

La nature de la terre qu'on doit employer à la construction des bâtardeaux n'est point indifférente. On préfère ordinairement la glaise, mais souvent elle se pilone mal, se plotone et laisse des vides. La terre franche est meilleure. On doit veiller avec soin à ce qu'aucune pièce de bois ne traverse les bâtardeaux.

Il survient souvent des accidents aux bâtardeaux pendant la durée des épuisements. Il peut arriver que l'eau se fasse un passage au-dessous ou au travers : c'est ce qu'on nomme un *renard*. Le meilleur parti à prendre alors est d'enlever la terre du bâtardeau à l'endroit du renard, d'en réparer la charpente, et après avoir dragué le plus profondément possible, de mettre de la nouvelle terre pilonée avec le plus grand soin. On peut aussi quelquefois remédier aux renards par le moyen d'un contre-bâtardeau qu'on adosse au premier, soit en dedans, soit en dehors de l'enceinte. Quelquefois la poussée de l'eau tend à déraciner les pieux du bâtardeau et à le pousser en dedans : on peut y remédier, soit en le soutenant par une jetée de moëllons, soit par le moyen d'arcs-boutants, ou de pieux profondément fichés. Les bâtardeaux servent ordinairement de chemin de service, et on y dépose des matériaux. Il faut veiller à ce que ces dépôts ne soient

(1) Voyez, pour le détail de ce procédé, la Description du pont de Moulins, page 27. On ne peut trop recommander l'étude des manœuvres employées pour la construction de cet ouvrage.

pas trop considérables, car leur poids, ajouté à la poussée de la terre pilonée, peut forcer les liernes qui maintiennent l'écartement des pieux, et occasionner la destruction du bâtardeau.

SECTION V.

DES ÉPUISEMENTS.

Les machines employées aux épuisements des fondations doivent offrir des propriétés particulières et indépendantes des propriétés générales qui conviennent à toutes les machines à élever l'eau. La plus essentielle est de pouvoir se prêter aux variations qui surviennent pendant la durée du travail au niveau de l'eau dans la rivière. Dans beaucoup de fondations, on tâche de porter les épuisements jusqu'à 2 mètres au-dessous de l'étiage, et comme les crues qui peuvent survenir obligent ordinairement à élever les bâtardeaux à 2 mètres au-dessus, les machines doivent être établies de manière à pouvoir verser les eaux à cette dernière hauteur. Cependant on n'est jamais obligé de les élever au-dessus du niveau de la rivière, et on peut facilement faire passer au travers du bâtardeau les buses par lesquelles elles doivent s'écouler : ainsi, quand la hauteur du versement ne peut être diminuée à volonté, on élève souvent les eaux deux fois trop haut, et on fait une dépense double de celle qui est nécessaire. Il n'est pas moins important que les machines n'exigent pas un puisard trop grand ni trop profond, tant par la difficulté du draguage nécessaire pour former ce puisard, que par les filtrations considérables auxquelles donne presque toujours lieu l'approfondissement qu'il exige. Elles ne doivent occuper que le moindre espace qu'il est possible, afin de ne pas obliger à augmenter inutilement les enceintes renfermées par les bâtardeaux. Elles doivent être faciles à déplacer et à transporter, et surtout ne pas nécessiter un trop grand entretien, qui, indépendamment de la dépense qu'il cause par lui-même, occasionne des interruptions dans le travail qui rendent inutiles les hommes employés aux épuisements, et sont très nuisibles au progrès et à la bonne exécution des ouvrages.

L'objet du mécanicien cherchant à se rendre compte de la bonté respective de différentes machines, est d'examiner celles qui produisent un effet donné avec la moindre force, ou, en d'autres termes, celles où l'effet utile est le plus grand par rapport à la force dépensée par le moteur. Mais ce seul point de vue ne peut suffire ici, et on verra plus bas que telle machine à épuiser qui paraît

très défectueuse quand on l'envisage de cette manière, est au contraire d'un emploi avantageux ; ce qui tient à ce qu'on peut lui appliquer un moteur dont le prix en argent étant beaucoup au-dessous du prix du moteur d'une bonne machine, cette différence dans les prix des moteurs compense et au-delà, pour le prix auquel revient l'effet utile, l'infériorité qui résulte de la proportion de l'effet utile à la quantité d'action dépensée. Il est donc nécessaire, pour compléter la comparaison des machines à épuiser, de chercher à évaluer pour chacune d'elles le prix de l'eau épuisée, en ayant égard à la fois à la dépense journalière occasionnée par le moteur, et aux frais d'établissement et d'entretien de la machine elle-même.

Les machines qu'on emploie aux épuisements des fondations ne sont pas en très grand nombre, et leurs moteurs sont ordinairement : 1° des hommes qui enlèvent l'eau dans des seaux ou des écopes, ou qui agissent par le moyen d'une manivelle ou d'une roue à chevilles ; 2° des chevaux qui font tourner un manége ; 3° une roue à aube, mue par le courant de l'eau. Il serait nécessaire, pour juger des rapports entre l'effet utile donné par ces machines et la force qu'on leur applique, de connaître exactement l'effort continu dont chacun de ces moteurs est capable, ou l'effet journalier qu'ils sont susceptibles de produire.

A l'égard de la force des hommes, on sait combien elle est variable, et à combien de circonstances différentes il serait nécessaire d'avoir égard pour l'apprécier dans tous les cas avec exactitude. On l'avait d'abord évaluée par le moyen de quelques expériences isolées et de peu de durée, et portée beaucoup trop haut. Les recherches de quelques physiciens, et particulièrement celles de Coulomb (1), ont donné des résultats plus exacts, et qui se rapportent à l'effet que peuvent produire des hommes travaillant tous les jours sans altérer leur santé. Ces derniers résultats sont les seuls qu'on puisse adopter dans la question qui nous occupe.

Coulomb indique pour la quantité d'action journalière de l'homme qui agit sur une manivelle, 116 mètres cubes d'eau élevés à un mètre de hauteur. Il a paru depuis que cette évaluation était trop faible, et qu'il était facile, les autres données restant les mêmes, d'obtenir huit heures de travail par jour au lieu des six heures qu'il suppose (2). La quantité d'action serait alors de 155 mètres cubes élevés à un mètre, et comme les ouvriers employés aux épuisements tra-

(1) Mémoires de l'Institut, classe des Sciences physiques et mathématiques, tome II.

(2) Essai sur la science des machines, par M. Guenyveau, page 278.

vaillent effectivement huit heures par jour, nous adopterons le nombre ci-dessus. Quant à celle qu'on peut obtenir en employant les hommes à baqueter, ou à verser l'eau avec des seaux, que personne ne s'est encore occupé de déterminer, nous pensons qu'on peut l'évaluer à 70 mètres cubes d'eau élevés à un mètre de hauteur (1). A l'égard des hommes qui agissent sur les roues à chevilles, on n'a point non plus de données exactes sur la quantité de mouvement journalier qu'on peut en obtenir. Comme ici les muscles de l'homme font peu d'efforts, et que l'effet qu'il produit est dû en grande partie à son poids, cette quantité est assez considérable : divers rapprochements, que nous ne pouvons rapporter en détail, conduisent à l'évaluer à 200 mètres cubes d'eau élevés par jour à un mètre (2).

La force des chevaux est encore moins connue que celle des hommes. Il

(1) Pour évaluer la quantité d'action journalière des hommes employés au baquetage, nous ferons usage des résultats recueillis lors de la fondation du pont d'Orléans, et rapportés dans les œuvres de Perronet, tome II, page 21, *in-folio*. Dans une première expérience, chaque homme élevait avec des seaux 0,034 mètre cube d'eau par minute à 1,79 mètre de hauteur, et dans une seconde expérience, 0,069 mètre cube d'eau à 0,97 mètre de hauteur dans le même temps, ce qui revient pour le premier résultat à 3,652, pour le second à 4,016, et moyennement à 3,834 mètres cubes d'eau élevés par heure à un mètre. Les manœuvres travaillaient 12 heures par jour; ainsi, l'effet utile produit pendant 24 heures était 46 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, hauteur moyenne à laquelle nous supposerons que se font ordinairement les épuisements de cette espèce.

Les seaux employés au baquetage contiennent environ 0,018 mètre cube. Le manœuvre remplit le seau et l'élève plein, et l'eau qui retombe en grande quantité dans la fondation ne se perd guère qu'au moment ou le versement se fait : nous supposerons que cette perte est équivalente au cinquième de l'eau épuisée; le manœuvre a donc réellement élevé dans sa journée 55,111 mètres cubes d'eau, et versé le seau 3062 fois. Le poids du seau est égal à celui de 0,004 mètre cube d'eau, et ce poids élevé 3062 fois fournit une quantité d'action de 12,248 mètres cubes d'eau, qui, ajoutée à celle qui précède, en donne 67,359 mètres cubes. Il n'est pas possible d'évaluer exactement la force employée à plonger le seau dans l'eau et à le faire tourner pour verser, mais elle est peu considérable, et nous ne croyons pas qu'elle puisse porter l'action journalière à plus de 70 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, qui est le résultat que nous adopterons.

D'après les calculs de Coulomb (mémoire cité), un homme tirant de l'eau au moyen d'une corde et d'une poulie, donne 71 mètres cubes d'eau élevés à un mètre d'action journalière, et l'homme qui travaille à la sonnette à battre les pieux en donne 75,2. Ces résultats s'accordent avec celui que nous avons obtenu, et devaient s'accorder effectivement, puisque ces différentes manières d'agir exigent des efforts analogues.

(2) Essai sur la science des machines, page 276.

paraît d'ailleurs qu'on ne peut comparer l'effet qu'ils produisent dans un manége à celui qu'on en obtient en les employant à tirer des voitures (tant parce qu'une grande partie de leur force est dans le premier cas consommée inutilement à presser les tourillons de l'arbre, que parce que ce genre de travail les épuise et les fatigue promptement), et que leur quantité de mouvement journalier ne peut être évaluée qu'environ 1200 mètres cubes d'eau, élevés à un mètre (1).

Les moteurs tels que les roues à palettes mues par le courant d'une rivière, dont les effets sont moins variables et moins sujets à être altérés par des circonstances particulières que ceux des moteurs animés, sont mieux connus. On sait que la force dépensée pour donner le mouvement à une roue à palettes est représentée avec une exactitude suffisante par la surface de l'aube, multipliée par la vitesse du courant et par la hauteur due à cette vitesse; plusieurs expériences, et particulièrement celle de Sméaton (2), ont appris que les deux tiers de cette force étaient consommés inutilement par les résistances de la roue, et qu'un tiers seulement était transmis à l'arbre. On aura donc avec assez d'exactitude la quantité d'action produite par une roue de cette espèce, en prenant le tiers de celle fournie par l'eau employée à la faire mouvoir.

(1) Essai sur la science des machines, page 286. On trouve dans Bélidor (Architecture hydraulique, Ire part., liv. II, chap. IV) qu'un chapelet exécuté à Rochefort pour l'épuisement des eaux des formes, mu par quatre chevaux, élevait par heure 44,4 mètres cubes d'eau à 7,8 mètres de hauteur, ce qui porte l'effet utile fourni par chaque cheval en une heure à 86,6 mètres d'eau élevés à un mètre; et, en supposant huit heures de travail par jour, on aura, pour l'effet utile journalier, 693 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Si on suppose que la machine consommait sur elle-même les deux cinquièmes de la force motrice, la quantité d'action journalière de chaque cheval est 1156 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, ce qui s'accorderait avec le résultat adopté dans le texte.

M. de Prony (Nouvelle Architecture hydraulique, tome Ier, page 547) indique deux évaluations de la quantité d'action journalière dont un cheval employé à tirer est capable : la première équivaut à l'évaluation de 3200 mètres cubes d'eau à un mètre de hauteur, et la seconde, qui a été donnée par Sauveur, à l'élévation à la même hauteur, de 2400 mètres cubes d'eau. En comparant ces résultats à celui qui est adopté dans le texte pour la quantité d'action fournie par le cheval appliqué à un manége, on en conclura, qu'ainsi que pour les roues hydrauliques, il n'y a guère plus du tiers de la force dépensée à l'extrémité du rayon qui soit transmise à l'arbre.

(2) Recherches expérimentales sur l'eau et le vent, traduites par M. Girard, page 23.

Du baquetage.

Le baquetage peut être exécuté par le moyen d'écopes, et alors on emploie ordinairement des mariniers qui ont l'habitude de se servir de cet instrument. Il a l'inconvénient de laisser retomber une grande partie de l'eau qu'on veut élever; mais il est commode, en ce qu'il permet de vider entièrement l'emplacement de la fondation sans y faire de puisard. On peut élever l'eau avec des écopes jusqu'à 1,5 ou 2 mètres de hauteur. On n'a point d'expériences qui puissent faire connaître la quantité d'eau qu'un homme peut élever avec cet instrument dans un temps donné.

C'est plus fréquemment avec des seaux manœuvrés par un seul homme, ou avec des baquets que deux hommes soulèvent, que le baquetage s'exécute. Les expériences faites lors de la fondation du pont d'Orléans ont appris qu'un homme pouvait élever dans sa journée 46 mètres cubes d'eau à un mètre de hauteur (voyez la note précédente). Nous avons cru devoir fixer dans ce cas son action journalière à 70 mètres cubes d'eau élevés à la même hauteur : ainsi le rapport entre l'effet utile et la force dépensée est ici 0,657. Il y a donc plus du tiers de cette force de perdue, et il faut observer d'ailleurs qu'il s'en faut de beaucoup que cette manière d'employer la force de l'homme soit des plus avantageuses, et qu'en lui faisant tourner une manivelle il donne le double d'action.

D'après ces résultats, il n'est pas étonnant que les épuisements exécutés par le moyen des baquetages soient des plus coûteux. En supposant que la journée de manœuvre vaille 1,90 franc, chaque mètre cube d'eau élevé à un mètre de hauteur reviendra à 0,041 franc. Il faut ajouter à cette somme le prix de l'achat et de l'entretien des seaux, qui peut porter à 0,042 franc le prix du mètre cube d'eau élevé en vingt-quatre heures à un mètre de hauteur.

Le baquetage offre l'avantage de pouvoir employer à la fois autant d'hommes qu'on le juge convenable, d'en supprimer successivement quelques-uns à mesure que l'épuisement avance ou que les progrès du travail le permettent, et de proportionner ainsi toujours exactement la force qu'on emploie à l'effet qu'on a besoin de produire.

On a employé quelquefois aux épuisements les hollandaises décrites par Bélidor (1), et on a fait usage à Orléans d'une bascule qui élève aussi l'eau par

(1) Architecture hydraulique, Ire partie, liv. II, chap. IV.

un mouvement d'oscillation. Comme la force des hommes est appliquée à ces machines d'une manière très désavantageuse, une grande partie de cette force étant employée à presser des points fixes, qu'elles produisent par conséquent peu d'effet utile, que leur établissement est embarrassant, et que l'agitation qu'elles occasionnent dans l'eau délaye les mortiers des maçonneries, elles paraissent devoir être abandonnées et nous ne nous en occuperons point.

De la vis d'Archimède.

La vis d'Archimède employée dans les fondations du pont d'Orléans (1) avait 2,6 mètres de longueur et 49 centimètres de diamètre extérieur. Son inclinaison était ordinairement de 33 grades. Elle élevait l'eau à 1,14 mètre de hauteur. Elle était manœuvrée par deux hommes qui lui communiquaient le mouvement par le moyen d'une manivelle de 32 centimètres de rayon, et ces hommes étaient distribués en trois relais, de sorte que chacun d'eux ne travaillait que huit heures sur vingt-quatre. Les vis servies de cette manière faisaient trente tours et élevaient 0,308 mètre cube d'eau par minute, ce qui revient à 21 mètres cubes d'eau élevés par heure à un mètre de hauteur. Ainsi chaque homme élevait dans sa journée 84 mètres cubes d'eau à un mètre. L'action journalière des hommes qui tournent des manivelles étant 155 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, le rapport de l'effet utile à la force dépensée serait ici 0,542. Mais en rapportant l'expérience ci-dessus, M. Perronet fait remarquer que la position inclinée de la manivelle fatiguait beaucoup les manœuvres, d'où il faut conclure qu'ils ne transmettaient à la machine qu'une quantité d'action au-dessous de 155 mètres cubes d'eau.

D'après d'autres expériences, une vis de 5,85 mètres de longueur, placée sous la même inclinaison que la précédente, portait à 2,6 mètres de hauteur 22,212 mètres cubes d'eau par heure. Elle était servie par cinq hommes, relayés de manière à ne travailler que huit heures sur vingt-quatre, et la machine allait sans interruption. Ce produit étant équivalent à 57,75 mètres cubes d'eau élevés par heure à un mètre de hauteur, chaque homme élevait donc 92,4 mètres cubes d'eau par jour à un mètre ; le rapport entre l'effet utile et la force dépensée est ici 0,596, en prenant toujours pour cette dernière la

(1) OEuvres de Perronet, tome II, page 20.

quantité de mouvement qu'un homme peut donner par jour en tournant une manivelle.

D'après les résultats recueillis par M. Lamandé, une vis de 5,85 mètres de longueur sur 49 centimètres de diamètres, faisait quarante tours par minute, et élevait 45 mètres cubes d'eau par heure à 3,3 mètres. Cette machine était servie par deux relais de neuf hommes chacun, travaillant alternativement pendant deux heures. Le produit de la machine est ici 148,5 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Ainsi, en supposant que les hommes ne travaillaient point la nuit, et que la durée du travail était de douze heures, chaque homme élevait dans la journée 99 mètres cubes d'eau à un mètre de hauteur ce qui donne pour le rapport de l'effet utile à la force dépensée, dans la même hypothèse que ci-dessus, 0,639.

L'effet utile est un peu plus grand dans ces expériences que dans celles du pont d'Orléans, ce qui tient à ce qu'on donne actuellement le mouvement à la vis d'Archimède d'une manière moins désavantageuse. Les mains des hommes ne sont plus immédiatement appliquées à la manivelle, dont la position inclinée les fatiguait beaucoup : ils la font tourner par le moyen de bras ou balanciers qu'ils tirent et poussent alternativement, et qui agissent de la même manière que la pédale du rémouleur agit pour faire tourner sa roue. Un homme seul est placé à la manivelle, et sert à régulariser le mouvement de la machine sans faire un grand effort. Cette disposition permet d'employer beaucoup d'hommes à la vis et d'en augmenter les dimensions.

On voit que l'effet utile qu'on obtient par le moyen de la vis d'Archimède est plus grand que celui donné par les baquetages. Les épuisements exécutés par cette machine ne doivent donc pas être aussi coûteux. En admettant pour terme moyen qu'un manœuvre, payé 1,90 franc, élève 90 mètres cubes d'eau à un mètre de hauteur, chaque mètre reviendra à 0,021 franc, somme à laquelle il faut ajouter la dépense de la machine. Une vis ordinaire coûte actuellement à Paris 1000 francs. Les réparations en sont peu dispendieuses, et en compensant la dépense qu'elles occasionnent par la plus longue durée qu'elles lui procurent, on peut admettre qu'elle servira pendant cinq campagnes, en travaillant chacune pendant soixante jours. Le prix de la machine occasionne donc une dépense de 3,33 francs par jour de travail, et comme elle peut élever moyennement plus de 1700 mètres cubes d'eau par jour, cette dépense n'augmentera pas le prix de ce mètre cube de 0,002 franc, ce qui donnerait en totalité 0,023 franc.

Ces résultats, qui paraissent indiquer que la vis d'Archimède ne rend pour

l'effet utile qu'un peu plus de la moitié de la force qu'elle consomme, ne s'accordent pas avec l'idée qu'on se forme ordinairement de l'excellence de cette machine, d'après la simplicité de sa disposition et le peu de frottement qu'elle présente. Cela tient sans doute à ce qu'on ne lui a pas encore appliqué la force des hommes de la manière la plus avantageuse, et qu'on n'obtient point des manœuvres les 155 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, auxquels nous avons porté leur action journalière (1).

De la roue à tympans.

On sait que la roue à tympans était employée par les anciens, qui lui donnaient une disposition très défectueuse, et que M. de la Faye ayant eu l'heureuse idée de courber les canaux appliqués sur sa surface suivant la trace de la développante du cercle, en a fait une des machines les plus ingénieuses et les plus

(1) La manivelle inclinée, située dans l'axe de la vis, était certainement très défectueuse, et les bras ou balanciers qu'on y a substitués fatiguent moins les manœuvres : mais en faisant agir une manivelle ordinaire, l'homme tire un assez grand parti de son propre poids; la position gênée dans laquelle il se trouve quand la manivelle est au haut ou au bas de sa course, ne lui permet jamais de trop ralentir le mouvement; et il paraît qu'il doit produire, en agissant ainsi, une beaucoup plus grande quantité d'action que par le moyen de ces balanciers qui sont très propres à favoriser la paresse des ouvriers, et pour le mouvement desquels le poids de leur corps ne les aide en rien. On pourrait peut-être conserver à la vis l'avantage d'être mue par une manivelle et rendre cette dernière horizontale, en faisant usage d'un engrenage conique ou du joint brisé qui sert à charger le plan du mouvement circulaire, et que les Hollandais emploient aux vis mues par des moulins à vent (*). Comme on ne peut pas donner toujours à la vis la même inclinaison, il faudrait pouvoir faire varier à volonté l'angle des deux mouvements.

On sait combien, dans les machines à mouvement circulaire, l'usage des volants est avantageux : il serait impossible d'adapter à la vis des volants d'un grand diamètre, dont le placement deviendrait trop embarrassant; mais on y suppléerait en donnant plus de masse à la machine elle-même, comme on le fait en construisant en fonte les roues hydrauliques (**). A la vérité on ne doit pas augmenter considérablement le poids des vis d'Archimède, ce qui les rendrait trop difficile à transporter et à mettre en place; mais on pourrait adadter aux deux extrémités, ou seulement à l'une d'elles, des cercles de fonte qu'on n'attacherait qu'après que la machine serait posée. Il n'est pas douteux que, malgré l'excès de frottement qui en résulterait, le produit ne fût augmenté.

(*) Essai sur la composition des machines, page 60.

(**) Essai sur la science des machines, page 59.

susceptibles de produire un grand effet. Elle a servi aux épuisements de la fondation du pont d'Orléans : M. Perronet n'indique point positivement comment agissaient les hommes qui la faisaient mouvoir, mais il paraît par les dessins qu'ils la faisaient tourner à la manière des roues à chevilles. Ces hommes étaient au nombre de douze, et travaillaient huit heures sur vingt-quatre. La roue avait 6,3 mètres de diamètre. La quantité d'eau élevée était très variable, en raison de la profondeur à laquelle la roue plongeait dans l'eau de la fondation. On peut conclure des résultats rapporté (1) que l'effet moyen était 12,34 mètres cubes d'eau élevés par heures à 2,6 mètres de hauteur. Elle plongeait alors de 16 centimètres, et faisait trois tours par minute. Son produit journalier s'élevait donc à 770 mètres cubes d'eau élevés à un mètre.

Nous avons estimés ci-dessus l'action journalière des hommes agissant sur les roues à chevilles, à 200 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Celle des trente-six hommes employés à la roue était donc de 720 mètres cubes. Cette quantité étant au-dessous du résultat donné par l'observation, on doit penser que l'expérience d'après laquelle on a calculé ce résultat indiquait un produit au-dessus du véritable produit moyen, et que les manœuvres ne développaient pas constamment la quantité d'action qu'ils ont donnée pendant la durée de cette expérience (2); mais il faut en conclure aussi que la roue à tympans est une des machines dans lesquelles il y a le moins de force perdue. Elle possède effectivement toutes les qualités qu'on peut désirer : elle n'occasionne aucune perte de force vive, et n'offre d'autre frottement que celui des tourillons de l'essieu, qui est le moindre possible; le poids est élevé par le chemin le plus court, et agit

(1) OEuvres de Perronet, tome II, page 20.

(2) On pourrait peut-être penser que nous avons évalué trop bas l'action journalière des hommes employés à faire tourner une roue à chevilles, en la portant à 200 mètres cubes d'eau élevés à un mètre : ce nombre paraîtra au contraire au-dessus du véritable, si on a égard aux expériences que M. Hachette a faites sur la roue à double force de M. Albert (Traité élémentaire des machines, page 240). Il en résulte que l'effet utile produit par chaque homme dans la journée, par le moyen de cette machine, équivaut à 89 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. On sait cependant que la disposition ingénieuse adoptée par M. Albert permet aux ouvriers de faire beaucoup plus d'effet avec une moindre fatigue, qu'ils n'en produisent avec les roues à chevilles ordinaires. Mais on remarquera aussi que cette roue était employée à décharger des pierres, et qu'à raison des interruptions dans le mouvement que ce genre de travail comporte, les ouvriers ne développent pas à beaucoup près toute la quantité d'action dont ils sont capables, et qu'on peut en obtenir dans des travaux d'épuisements.

toujours à l'extrémité d'un bras de levier dont la longueur est constante; la machine ne soutient que l'eau qu'elle verse à chaque tour; enfin la roue ayant une masse assez considérable, fait d'elle-même la fonction d'un volant.

Les épuisements exécutés avec la roue à tympans sont très économiques. Pour en établir le prix, nous n'adopterons pas le résultat indiqué par l'expérience rapportée ci-dessus, et nous supposerons qu'un homme n'élève réellement dans sa journée que 180 mètres cube d'eau à un mètre : chaque mètre reviendra donc pour la main-d'œuvre à 0,011 franc. Quant à la dépense de la machine, qui pourrait valoir actuellement au plus 1000 francs, déduction faite des anciens matériaux, servir pendant deux campagnes, et coûter 200 francs d'entretien par an, elle reviendra par jour, en supposant deux mois de travail, à 11,67 francs.

Mais, en admettant l'hypothèse ci-dessus pour l'effet utile produit par chacun des trente-six hommes qui la font mouvoir, la quantité d'eau totale élevée en vingt-quatre heures sera de 6480 mètres cubes. Cette dépense peut donc être ici considérée comme nulle, et n'augmentant pas sensiblement le prix de 0,011 frs. pour le mètre cube d'eau élevé en vingt-quatre heures à un mètre.

La roue à tympans paraît, d'après cela, devoir être un des moyens les plus avantageux qu'on puisse employer aux épuisements. Cependant l'usage en a été abandonné au pont d'Orléans, parce que ces roues ne pouvant élever l'eau qu'à la hauteur de leur centre, doivent être fort grandes, et par conséquent fort pesantes et d'un transport difficile. Il faut aussi qu'elles puissent être haussées ou baissées, suivant la hauteur de l'eau dans la fondation. Il serait facile de les disposer convenablement pour ce dernier objet, et il n'est pas douteux que le grand effet de ces machines ne dédommage amplement des frais de placement et de déplacement. Nous pensons surtout qu'on en retirerait le plus grand parti en les faisant mouvoir par le moyen d'une roue à aube, à la place des roues à godets qui ont été employées fréquemment, et dont nous parlerons plus bas. Si on se servait de manœuvres, il faudrait les faire agir sur des manivelles.

Du chapelet incliné.

Le chapelet incliné peut être mis en mouvement par des hommes, par des chevaux, ou par une roue à aubes que le courant de la rivière fait tourner.

A la fondation du pont de la Charité-sur-Loire on a employé un chapelet incliné de 6,82 mètres de longueur entre les centres des deux lanternes, et élevant l'eau à 3,25 mètres de hauteur. Il était manœuvré par six hommes relayés de manière

à ne travailler que six heures sur vingt-quatre. Ces hommes faisaient faire aux lanternes trente tours par minute, et élevaient en une heure 123,4 mètres cubes. Ce produit équivaut à 68 mètres cubes portés par heure à un mètre de hauteur. Chaque homme élevait donc dans sa journée 68 mètres cubes : ainsi le rapport de l'effet utile à la force dépensée était 0,439.

On a fait mouvoir dans les travaux du pont d'Orléans deux chapelets inclinés par le moyen d'un seul manége auquel étaient attelés douze chevaux (1); et comme on était obligé d'employer trois relais pour entretenir le mouvement jour et nuit, chaque cheval ne travaillait que huit heures sur vingt-quatre. Nous avons indiqué ci-dessus pour l'action journalière d'un cheval employé à faire tourner un manége, 1200 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Les trente-six chevaux dépensaient donc en vingt-quatre heures une force capable d'élever 43200 mètres cubes d'eau à un mètre de hauteur. Le produit des deux chapelets, eu égard au temps perdu pour les changements de relais, ainsi qu'aux pertes occasionnées par le jeu des palettes et par l'agitation de l'eau, a été évalué à 134,71 mètres cubes d'eau élevés par heure à une hauteur moyenne de 5 mètres, ce qui revient à 673,55 mètres cubes élevés par heure à un mètre, ou à 16165 mètres cubes élevés en vingt-quatre heures. Le rapport de l'effet utile à la force motrice est donc 0,374, et nous observerons que nous n'avons point tenu compte de l'emploi des charretiers chargés de conduire les chevaux.

D'après ce qui précède, le prix du mètre cube d'eau élevé en vingt-quatre heures à un mètre, est pour le chapelet incliné, mu par des hommes, de 0,028 franc, pour la main-d'œuvre seulement. Il faut ajouter à cette somme la dépense de la machine que nous évaluerons, pour l'achat et l'entretien, à 12 francs par jour, ce qui revient par mètre cube d'eau à 0,007 franc, et porte en totalité le prix à 0,035 franc.

Le manége qui faisait mouvoir à Orléans deux chapelets inclinés devait causer une dépense journalière de 190,50 francs; savoir : trente-six chevaux à 5 francs, et trois charretiers, nécessaires pour les relais et pour soigner les chevaux, à raison de 3,50 fr. chacun. La machine montant 16165 mètres cubes d'eau par jour à la hauteur d'un mètre, chacun revenait à 0,011 franc pour la main-d'œuvre. A l'égard de la dépense de la machine, nous l'évaluerons à 38 fr. par jour, y compris les frais d'établissement et ceux d'entretien des deux chapelets, ce qui revient à 0,002 franc par mètre cube, dont le prix total est par

(1) OEuvres de Perronet, tome II, page 21.

conséquent de 0,013 franc. L'emploi des chevaux au chapelet incliné donnait donc une économie de près des deux tiers.

On voit, par ce qui précède, qu'il y a beaucoup de force perdue dans le chapelet incliné (quoiqu'on n'ait point eu égard dans les évaluations au temps considérable consommé par les réparations fréquentes qu'il exige); et que, quand on y emploie des hommes, ce qui est le cas le plus ordinaire, les épuisements sont environ de moitié en sus plus chers avec cette machine qu'avec la vis d'Archimède, et plus de trois fois plus qu'avec la roue à tympans. Cependant Bélidor affirme qu'il n'y a point de machine de meilleur usage pour les épuisements des fondations que les moulins à chapelet (expression par laquelle il désigne aussi les chapelets verticaux) (1), et le chapelet incliné est généralement très estimé des constructeurs. Peut-être un examen attentif doit-il détruire cette opinion? Cette machine a, d'ailleurs, les inconvénients d'être difficile à transporter et à placer, d'occuper beaucoup d'espace dans l'intérieur des bâtardeaux, et de ne pouvoir se prêter à élever l'eau à une grande hauteur, l'inclinaison qu'on peut lui donner étant limitée, et une plus grande hauteur verticale obligeant à l'allonger considérablement. La perte d'eau qui résulte du jeu qu'on doit laisser entre les palettes et les parois de la buse est très considérable, à moins qu'on ne donne une grande vîtesse à la machine, ce qui tend à la déranger et à multiplier les fréquentes ruptures qui y ont toujours lieu, et qui nécessitent des réparations et des pertes de temps continuelles.

Du chapelet vertical.

Le chapelet vertical est la machine qu'on a le plus fréquemment employée dans le dernier siècle pour les épuisements des fondations. Nous allons, sans entrer dans plus de détails, indiquer les principaux résultats d'expériences que nous avons rassemblés sur le produit qu'on peut en obtenir.

Les chapelets verticaux employés au pont d'Orléans (2) ont donné pour l'effet utile produit par chaque homme, en vingt-quatre heures, 139 mètres cubes d'eau élevés à un mètre.

D'après des expériences faites par M. Soyer, et qui paraissent très exactes, l'effet utile, quand le chapelet est bien mené, est de 123, et quand il est mené médiocrement, de 109 mètres cubes d'eau élevés à un mètre.

(1) Architecture hydraulique, Ire partie, liv. II, chap. IV.

(2) OEuvres de Perronet, tome II, page 19.

L'effet utile obtenu des chapelets au pont de Neuilly était de 123 mètres cubes d'eau élevés à un mètre (1).

D'après des expériences faites au pont de Nemours, il serait de 159 mètres cubes pour un chapelet anglais, de 155 mètres cubes pour un grand chapelet ordinaire, et de 193 pour un petit (2).

La moyenne entre tous ces résultats, abstraction faite des derniers, est de 128 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. L'action journalière de l'homme qui fait tourner une manivelle étant de 155 mètres cubes d'eau élevés à la même hauteur, le rapport entre l'effet utile et la force dépensée est 0,826. Il paraîtrait donc que le chapelet vertical est une machine fort avantageuse, puisqu'il n'y aurait pas la cinquième partie de la force perdue pour l'effet utile. Mais il faut observer que le mouvement de la machine est souvent interrompu par les réparations qu'elle exige, et même par la nécessité de tourner la manivelle en sens contraire lorsque quelque corps étranger ou quelque inégalité dans le corps de pompe arrête la chaîne, et que dans des expériences qui ne peuvent avoir qu'une durée limitée, et dont les ouvriers ne peuvent manquer de s'apercevoir si on mesure réellement l'eau qu'ils versent, ils donnent toujours une quantité de mouvement plus grande que celle qui répond à leur véritable action journalière. Le produit d'une expérience dépend aussi de l'époque où elle a été faite, par rapport au commencement ou à la fin des relais (3). D'après ces considérations, on ne doit point attribuer au chapelet la perfection que les résultats ci-dessus lui supposent, et c'est par cette raison que nous n'avons point fait entrer en ligne de compte les expériences faites au pont de Nemours, qui présentent un effet utile au-dessus de la quantité d'action journalière de l'homme agissant par une manivelle, telle qu'elle a été fixée d'après les recherches les plus exactes qui aient encore été faites, et dans lesquelles le produit n'a point été déterminé par un jaugeage effectif, mais évalué d'après l'espace parcouru par la chaîne dans un temps donné, ce qui ne tient point compte des pertes qui ont lieu entre les patenôtres et les parois du corps de pompe. Nous pensons même, d'après divers rapprochements, qu'on ne peut admettre qu'un homme élève à un mètre

(1) OEuvres de Perronet, tome Ier, page 39.

(2) Expériences sur la main-d'œuvre de différents travaux, par M. Boistard, page 61.

(3) M. Soyer a observé qu'au commencement des relais les manivelles des chapelets faisaient trente tours par minute, et sur la fin vingt-un à vingt-deux tours.

par le moyen du chapelet vertical plus de 117 mètres cubes d'eau en vingt-quatre heures (1).

D'après cette base, que nous croyons approcher très près de la vérité, le prix du mètre cube d'eau élevé à un mètre de hauteur sera, pour la main-d'œuvre, de 0,015 franc. La dépense de l'entretien de la machine est assez considérable, et, jointe au prix même de cette machine, peut monter à 8 ou 9 francs par jour. Le produit en vingt-quatre heures étant de 1404 mètres cubes, cette dépense donne pour chacun 0,006 franc, et porte le prix total du mètre cube à 0,021 franc.

Le chapelet est facile à transporter et à poser. Mais ces avantages sont compensés par d'assez grands inconvénients, et on peut s'étonner que l'usage de cette machine ait été aussi général. Le sabot ayant une certaine hauteur exige un puisard profond, difficile à exécuter, puisqu'on ne peut guère y employer que la drague à main, et qui donne toujours lieu à beaucoup de filtrations ; les petites pierres ou le gravier, souvent entraînés par l'eau et que la plupart des autres machines enlèvent sans difficulté, ne peuvent s'y introduire sans obliger à interrompre le mouvement ou sans faire casser la chaîne ; enfin, il est presque impossible avec le chapelet de varier à volonté la hauteur à laquelle on élève l'eau, ce qui ne pourrait se faire qu'en perçant le corps de pompe en différents endroits, et on n'a guère recours à ce moyen parce que les cuirs des patenôtres se gâtent en passant sur les trous, et parce que ces trous sont ensuite très difficiles à boucher exactement. On peut voir sur les figures des œuvres de Perronet (2) qui représentent les manœuvres de la fondation du pont d'Orléans, que l'eau était versée par les chapelets verticaux à 2 mètres au moins au-dessus du bâtardeau, et que, tandis qu'il n'y avait souvent qu'un mètre de différence entre le niveau de l'eau en dedans et en dehors de la fondation, l'eau était cependant élevée constamment à près de 5 mètres de hauteur. On ne peut s'empêcher d'attribuer à des dispositions aussi défectueuses les dépenses excessives que les épuisements des fondations des ponts ont occasionnées dans le dernier siècle (3).

(1) Bélidor a conclu, d'un calcul sur le chapelet vertical (Architecture hydraulique, Ire part., liv. II, chap. IV), que quatre hommes pouvaient élever par heure avec cette machine 31,76 mètres cubes d'eau à 7,8 mètres de hauteur, ce qui revient par homme, en supposant huit heures de travail, à 495 mètres cubes élevés par jour à un mètre. On voit que ce résultat est plus de quatre fois trop grand, et combien on peut se tromper en évaluant le produit d'une machine d'après une expérience qui n'a duré que quelques instants.

(2) Tome II, planche XXXIV, et planche XXXVIII, fig. 2.

(3) Le chapelet vertical décrit par Bélidor, et qu'on a généralement employé, a été per-

Des pompes.

De toutes les machines employées aux épuisements, les pompes sont celles où on peut le plus aisément faire varier la hauteur à laquelle l'eau est versée, qui occupent le moins de place dans l'intérieur des bâtardeaux, et qui se transportent et se posent le plus facilement. Elles sont de l'espèce désignée ordinairement par le nom de *pompe à fourreau*, dans laquelle le corps de pompe est dans le prolongement du tuyau d'aspiration. Le mouvement leur est communiqué par des hommes agissant sur un balancier.

D'après les expériences de M. Boistard (1), une pompe de 27 centimètres de diamètre, manœuvrée par sept hommes travaillant huit heures par jour, élève 508,52 mètres cubes d'eau à 3,628 mètres de hauteur. Le produit utile obtenu par jour est donc, pour chaque homme, de 87,85 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Une autre pompe de 244 millimètres de diamètre, également manœuvrée par sept hommes, élevait 470,04 mètres cubes d'eau à 3,573 mètres de hauteur (2), ce qui donne, pour le produit utile, fourni par chaque homme en vingt-quatre heures, 79,97 mètres cubes d'eau élevés à un mètre. Le résultat moyen est de 84 mètres cubes. Si on prend pour l'action journalière exercée par chaque homme celle dont il est capable quand il trourne une manivelle, le rapport de l'effet utile à la force dépensée sera 0,542 : à la vérité, il est probable que les hommes qui font mouvoir un balancier ne donnent pas une action journalière aussi considérable qu'en faisant tourner une manivelle ; mais comme le produit de cette machine varie beaucoup suivant que le piston joint plus ou moins

fectionné dans ces derniers temps, surtout pour la forme de la chaîne. On s'est servi aux travaux de quelques ponts, et particulièrement du pont de Nemours, d'un chapelet anglais qui marche beaucoup mieux que le chapelet ordinaire. D'après les expériences de M. Boistard, le produit du chapelet anglais ne surpasserait celui de l'ancien que d'environ 0,03. Mais comme le mouvement du premier n'est jamais interrompu, et qu'il peut servir une campagne entière sans exiger aucune réparation, il a nécessairement sur l'autre une supériorité bien plus grande.

M. Belgrado a proposé, dans un Mémoire imprimé à Turin en 1812, un perfectionnement au chapelet vertical, qui paraît offrir des avantages : il consiste à diminuer le nombre des patenôtres, de telle manière que leur distance soit presque égale à la hauteur à laquelle on veut élever l'eau. Alors le chapelet fait la fonction de pompe aspirante : il doit offrir moins de frottement, et être moins sujet aux accidents et aux interruptions.

(1) Expériences sur la main-d'œuvre de différents travaux, page 63.

(2) *Idem*, page 65.

exactement au tuyau d'aspiration, et qu'il est vraisemblable qu'il y a quelque chose à diminuer sur celui indiqué ci-dessus, nous adopterons pour résultat que les pompes, telles qu'on les emploie ordinairement aux épuisements, consomment en pure perte la moitié de la force qu'on y applique, et qu'un homme ne peut élever par leur moyen à un mètre de hauteur que 80 mètres cubes d'eau dans sa journée (1).

D'après cela, le prix de la main-d'œuvre pour le mètre cube élevé en vingt-quatre heures à un mètre de hauteur sera de 0,024 francs : la dépense journalière de la machine pouvant monter à 6 francs, et le nombre de mètres cubes élevés en un jour pouvant être de 1680, le prix de chacun se trouvera augmenté de 0,004 franc, et porté à 0,028 franc.

Les divers perfectionnements apportés à la disposition des pistons, augmenteraient probablement le produit des pompes. Mais il est difficile de les appliquer à celles de ces machines qui servent aux épuisements des fondations, dans lesquelles on ne peut admettre aucune construction un peu délicate. On voit d'ailleurs que celles qui ont le plus grand diamètre sont les plus avantageuses.

Des machines mises en mouvement par une roue à aubes exposée au courant de la rivière.

On s'est servi aux épuisements du pont d'Orléans d'un chapelet incliné mu par une roue à aube. Dans les circonstances les plus ordinaires, cette roue faisait 180 tours par heure, et élevait à 3,9 mètres de hauteur 68,48 mètres cubes d'eau, ce qui revient à 267 mètres élevés à un mètre. Le diamètre de la roue, pris au centre des aubes, était de 5,2 mètres, d'où il suit que la vîtesse de ce point était de 0,816 mètre par seconde. Celle du courant, supposée trois fois plus grande (2), était donc de 2,45 mètres ; et comme la hauteur due à la

(1) Ce résultat est encore bien éloigné de celui adopté par M. Hachette (Traité élémentaire des machines, page 90), qui admet, d'après le produit d'une pompe établie à Marly, qui élève l'eau d'un seul jet à 155,5 mètres de hauteur verticale, qu'on ne doit pas compter que ce genre de machines utilise plus de $\frac{1}{10}$ de la force qu'on y applique. Mais on croira difficilement que ce rapport, fondé sur une expérience faite dans des circonstances très différentes de celles qui ont lieu communément, puisse convenir à toutes les pompes.

(2) (OEuvres de Perronet, tome II, page 18). Nous supposons ici que les aubes ne doivent prendre que le tiers de la vîtesse du courant pour donner le *maximum* d'effet, d'après les expériences de Smeaton (Recherches expérimentales sur l'eau et le vent, traduites par M. Gi-

vîtesse est 0,306 mètre, et que la surface de l'aube frappée par le courant était de 2,795 mètres carrés, la force dépensée par seconde équivalait à 2,45 × 0,306 × 2,795 = 2,0954 mètres cubes d'eau élevés à un mètre, et par heures à 7543,5. On sait qu'une roue à aubes ne transmet à son arbre que le tiers de la force qui résulte de l'impulsion du fluide : la lanterne qui engrenait dans cette roue recevait donc en une heure une quantité d'action représentée par 2514,5 mètres cubes d'eau élevés à un mètre dans le même temps. Le rapport de l'effet, utile à la force du moteur, est ici 0,106. D'après ce qu'on a vu ci-dessus, les résistances du chapelet seul pouvaient consommer environ les six dixièmes de la force motrice, trois dixièmes de cette force l'étaient par les frottements des engrenages et des axes, et un seul dixième était utilisé.

On a employé, pour les épuisements des fondations de quelques ponts, une roue à godets également mue par une roue à aubes, qui a donné des résultats plus avantageux.

Dans l'expérience faite sur cette machine pendant la fondation du pont de Neuilly (1), on a observé que le produit était en vingt-quatre heures de 4442 mètres cubes élevés à une hauteur moyenne de 3,6 mètres, équivalant à 15991 mètres cubes élevés à un mètre. La roue à godets, et par conséquent la roue à aubes (ces deux roues ayant le même diamètre, et le mouvement de l'une étant communiqué à l'autre par des lanternes égales), faisaient un tour en vingt-quatre secondes. La distance du milieu des aubes au centre de la roue étant, à très peu de chose près, de 2 mètres, la vîtesse des aubes était de 0,523 mètre par seconde, ce qui donne pour la vîtesse du courant, en la supposant trois fois plus grande, 1,569 mètre. La hauteur due à cette vîtesse étant 0,126 mètre, et la surface de l'aube 3,736 mètres carrés, la force dépensée en une seconde équivalait à 1,569 × 3,736 × 0,126 = 0,736 mètre cube d'eau élevé à un mètre, et en vingt-quatre heures à 63625 ; le tiers seulement de cette force, ou 21208 mètres cubes élevés à un mètre, étant transmis à l'arbre de la roue, le rapport de l'effet utile à la force du moteur était 0754.

Parmi les expériences faites à Nemours sur une machine semblable, nous

rard, page 11), et celles qui ont été faites en grand à Nemours (Expériences sur la main-d'œuvre de différents travaux dépendants du service des ponts et chaussées, par M. Boistard, page 67 et suivantes), qui s'accordent à indiquer ce rapport pour des vîtesses un peu considérables, comme celle qui a lieu ici.

(1) OEuvres de Perronet, tome Ier, page 39.

choisirons la cinquième, qui a donné les résultats les plus avantageux (1). La vîtesse du courant était 2,169 mètres par seconde, et par conséquent la hauteur due à cette vîtesse 0,239 mètre. La surface de l'aube recevant le choc de l'eau était 6,465 mètres carrés. On avait donc, pour la force dépensée en une seconde, $2{,}169 \times 0{,}239 \times 6{,}465 = 3{,}351$, et pour celle transmise à l'arbre 1,117 mètre cube d'eau élevé à un mètre. Quant au produit de la roue, il était de 0,1257 mètre cube d'eau par seconde, élevé à une hauteur que M. Boistard n'a point désignée, mais que nous jugeons, d'après les dimensions de la roue, avoir été de 6,5 mètres; il revient donc à 0,817 mètre cube d'eau élevé à un mètre, et le rapport de l'effet utile à la force du moteur est 0,732. Ce résultat s'accordant avec le précédent, il paraît qu'on peut compter que l'effet obtenu avec les roues à godets est au moins les 0,7 de la quantité de mouvement donnée par le moteur.

La grande supériorité de la roue à godets sur le chapelet incliné tient surtout à ce que cette roue ne présente par elle-même d'autre résistance que celle de l'eau du puisard au mouvement des godets, et du frottement de l'axe sur les tourillons, qui sont toutes deux peu considérables. Cependant on sait que cette machine n'est pas disposée de manière à donner le plus grand effet, puisque l'eau élevée étant obligée de parcourir la circonférence de la roue pour arriver au point où elle doit verser, charge le moteur plus longtemps qu'il ne serait nécessaire, et qu'il est difficile d'éviter qu'il ne se perde une bonne partie de cette eau. Il est d'ailleurs impossible, à moins de rendre les godets mobiles, de faire varier la hauteur à laquelle on l'élève. On a employé aux épuisements de la fondation du pont de Beaumont-sur-Oise une disposition où ces défauts étaient évités, en substituant à la grande roue à godets deux hérissons, dont les arbres traversaient le bâtardeau et portaient des lanternes engrenant dans les dents de la roue à aubes. Ces hérissons étaient chargés de deux chaînes garnies de seaux mobiles sur un axe qui allaient puiser l'eau, et qui versaient d'eux-mêmes par le moyen d'un arrêt placé à la hauteur convenable d'après l'état de la rivière. Nous n'avons point d'expériences qui puissent faire juger avec précision de la portion de la force motrice qui se trouvait utilisée par cette machine, mais il est vraisemblable qu'elle était encore plus avantageuse que la roue à godets. Il n'est pas douteux non plus qu'en faisant mouvoir une roue à tympans par une roue à aubes, on ne produisît encore un plus grand effet.

(1) Expériences sur la main-d'œuvre de différents travaux, par M. Boistard, pages 67 et suivantes.

Les épuisements exécutés par le moyen des machines mues par le courant sont les plus économiques, à moins que le travail ne soit très peu considérable, et que l'économie qu'elles procurent ne puisse compenser les frais d'établissement. On peut en juger d'après la roue à aubes d'Orléans, faisant mouvoir un chapelet incliné, qui paraît offrir, sous le point de vue mécanique, une des dispositions les plus vicieuses qu'il soit possible d'employer. L'établissement de cette machine, compris les vannages nécessaires pour la formation du coursier, et déduction faite de la valeur des vieux matériaux, reviendrait actuellement à environ 2400 francs, ce qui donne, en supposant qu'elle serve pendant deux campagnes, et travaille soixante jours chacune, une dépense journalière de 20 francs, à laquelle il faut ajouter l'entretien et le paiement des ouvriers nécessaires pour la garder, qui coûtaient à Orléans 12 francs par jour et en vaudraient actuellement 24, ce qui donne en totalité 44 francs. La machine élevant 6408 mètres cubes à un mètre en vingt-quatre heures, le prix de chacun n'est pas de 0,007 franc, c'est-à-dire qu'il est au-dessous de celui donné par la roue à tympans, qui, de toutes les machines mues par des hommes ou des chevaux, est celle qui offre le plus d'économie.

La roue à godets employée au pont de Neuilly donne un résultat encore plus avantageux. La dépense de l'établissement de cette machine serait actuellement d'environ 6000 francs, et causerait, par conséquent, dans les suppositions faites ci-dessus, une dépense journalière de 30 francs. Son entretien est beaucoup moins coûteux que celui du chapelet, et ne peut guère être porté à plus de 10 francs par jour; la dépense journalière est donc en tout de 60 francs : et comme, en supposant que l'expérience rapportée ci-dessus indique son produit moyen, elle montait en vingt-quatre heures 15991 mètres cubes d'eau à un mètre, chacun d'eux revenait seulement à 0,004 franc. Les expériences faites à Nemours, sur une machine semblable, indiqueraient encore une plus grande économie.

Comparaison des machines à épuiser.

En rassemblant les résultats que nous avons obtenus ci-dessus sur les différentes machines à épuiser, on pourra former le tableau suivant :

INDICATION DES MACHINES.	VOLUME D'EAU qu'un homme peut monter en 24 heures à un mètre.	RAPPORT de l'effet utile à la force employée.	PRIX du mètre cube d'eau élevé en 24 heures à un mètre.
	mètres cubes.		franc.
Baquetage avec des seaux.	46	0,66	0,042
Chapelet incliné mu par des hommes. . .	68	0,44	0,035
Pompes	84	0,50	0,028
Vis d'Archimède.	90	0,58	0,025
Chapelet vertical.	117	0,75	0,021
Chapelet incliné mu par des chevaux. . .		0,37	0,015
Roue à tympans.	180	0,90	0,011
Chapelet incliné mu par une roue à aubes.		0,11	0,007
Roue à godets mue par une roue à aubes.		0,70	0,004

On voit par ce tableau que le prix des épuisements peut varier d'un à dix, et que, quand ils doivent être considérables, le choix des moyens qui seront employés est un objet assez important. Parmi les machines mues par des hommes, le chapelet vertical paraît être la plus économique après la roue à tympans. Mais si on a égard à l'incertitude de l'effet du chapelet, dont les réparations plus ou moins fréquentes font perdre beaucoup de temps, aux autres inconvénients détaillés ci-dessus, et surtout à la nécessité presque absolue d'élever le plus souvent l'eau beaucoup plus haut qu'il n'est nécessaire, cette économie apparente ne le fera point préférer à la vis d'Archimède, dont il paraît d'ailleurs qu'on peut tirer un meilleur parti qu'on ne l'a fait jusqu'ici.

Les pompes ont l'avantage de faire élever l'eau aussi haut qu'on peut le désirer; mais, quant aux réparations qu'elles exigent, elles offrent à-peu-près les mêmes inconvénients que les chapelets. Il faut souvent renouveler les cuirs des pistons, et quand on en met de neufs, ils sont alors très justes et causent un

grand frottement. Les vieux cuirs n'opposent pas une aussi grande résistance, mais ils laissent perdre beaucoup d'eau.

Les chapelets inclinés, à moins qu'ils ne soient mus par des chevaux, ce qui exige un établissement coûteux et embarrassant dont la dépense ne peut être couverte que dans de grands travaux, font revenir les épuisements à un prix assez élevé; et comme ces machines, dont l'entretien est très considérable, n'offrent aucun avantage particulier, on ne voit point de circonstances où elles doivent être employées de préférence.

D'après l'exemple des derniers ponts construits en France, il paraît que la méthode des caissons, ou d'autres procédés analogues, seront désormais généralement adoptés pour la fondation des grands édifices de ce genre. On n'aura donc plus d'épuisements bien considérables à faire, et par conséquent plus d'occasions d'employer les machines mues par le courant, qui, dans ce cas, seraient les plus avantageuses de toutes. Les vis d'Archimède, qui conviennent à de faibles profondeurs, semblent devoir être presque toujours préférées, et on n'aura recours au baquetage qu'autant que les filtrations ne seraient pas assez fortes pour occuper une vis.

CHAPITRE III.

DES OPÉRATIONS QUI ONT LIEU DANS LA FONDATION DES PONTS.

SECTION PREMIÈRE.

DU PILOTAGE.

L'établissement d'un pilotis peut avoir pour objet, ou de consolider un terrain trop peu compacte en le lardant de pieux placés très près les uns des autres, ce qui, resserrant et rapprochant ses parties, tend à prévenir la compression qui pourrait s'y manifester sous le poids des constructions; ou d'aller chercher une couche solide, en traversant des couches de peu de consistance, et de faire porter artificiellement l'édifice sur une base qu'il aurait été trop difficile de mettre à découvert, et sur laquelle il ne pouvait être immédiatement établi : le battage doit être fait d'une manière différente dans l'un ou l'autre de ces deux cas.

Ainsi la nature du terrain est la première considération par laquelle on doive être guidé dans l'exécution d'un pilotis. Les diverses qualités des pieux qu'on emploie forment aussi un objet important. On doit choisir avec soin les pièces les plus droites et dont les fibres soient le moins tranchées et tortillées; sans cela, l'effet du mouton se borne à faire plier et darder les pieux, et ils n'enfoncent presque pas : de sorte qu'un mauvais pieu pénètre beaucoup plus difficilement qu'un bon à la profondeur à laquelle ils doivent tous arriver.

D'après les principes exposés dans le premier chapitre de ce livre, l'exécution d'un pilotis dans un terrain de peu de consistance, dans la seule vue de lui en donner et de resserrer ses parties, doit en général être considérée comme une opération peu utile, qui ne produit pas un résultat proportionné à la dépense qu'elle occasionne, et qui même, dans certains cas, peut devenir nuisible. La vraie méthode de fondation pour les terrains de cette espèce consiste à les en-

caisser exactement à la plus grande profondeur possible, et à les charger ensuite avant d'élever l'édifice d'un poids au moins égal à celui qu'ils doivent soutenir après la construction. Si on a laissé ce poids agir assez longtemps, le fond se sera resserré autant qu'il pouvait l'être, et il ne doit rester aucune inquiétude pour l'avenir. L'établissement d'un pilotis ne pourrait même pas, dans des circonstances semblables, inspirer la même confiance : car il peut se trouver sous les couches où les pieux se sont arrêtés d'autres couches susceptibles de se comprimer, et il arrive souvent aussi que des fonds d'argile, naturellement fermes, sont pénétrés et détrempés par l'eau, qui s'insinue toujours le long des pilots, s'amollissent, et prennent un tassement qui n'aurait pas eu lieu si l'on n'avait point fait de pilotis.

Quand on veut piloter un terrain du genre de ceux dont nous venons de parler, on commence par battre des pieux espacés à d'assez grandes distances, telles que 1,5 ou 2 mètres, en ne cherchant point à les mettre au refus (1), ce qui obligerait presque toujours à leur donner une excessive longueur. On place ensuite dans les intervalles d'autres pilots, qui éprouvent d'autant plus de résistance que leur nombre augmente et que le terrain se resserre davantage : et il arrive quelquefois, pour que les derniers soient battus au refus, qu'il faut les multiplier assez pour les faire toucher tous les uns aux autres.

Mais quand on sait qu'après avoir traversé des couches peu consistantes, le pilotis en trouvera une capable de supporter sans tassement sensible le poids de l'édifice, on règle d'avance l'espacement des pieux qui, d'après l'expérience qu'on en a acquise, n'ont pas besoin d'être alors rapprochés à plus d'un ou 1,3 mètre de milieu en milieu, pour porter les plus grands ponts : on les bat sur-le-champ au refus le plus absolu qu'il est possible d'obtenir; et il est alors convenable de commencer par les files de pilots situées vers le milieu de l'emplacement de la fondation, parce que le terrain des couches intermédiaires se resserrant à mesure que le battage avance, il pourrait arriver, si on commençait par les pieux du pourtour, que ce resserrement nuisît à l'enfoncement des pieux du milieu.

On voit d'ailleurs, dans quelque circonstance que s'exécute un pilotis, que

(1) On sait que *battre un pieux au refus* c'est l'enfoncer jusqu'à ce qu'il n'entre plus, ou jusqu'à ce qu'il n'entre que d'une très petite quantité fixée d'avance, telle que 2 ou 3 millimètres sous chaque coup de mouton d'une sonnette à déclit, ou par chaque volée de trente coups d'une sonnette à tyrande.

les tassements de la fondation seront d'autant moins à craindre, que le refus auquel on aura laissé les pieux aura été plus absolu, et qu'il doit toujours y avoir une certaine relation entre le refus auquel des pilots ont été battus, et le poids dont il est possible de charger le pilotis sans occasionner de tassement.

D'après les principes de la mécanique, l'effort produit par la charge que supporte un pieu, qui n'est qu'une pression, ne peut être comparé à celui qui résulte du choc d'un corps en mouvement, tel que le mouton qui vient frapper la tête de ce pieu. Le premier est représenté par une expression de la forme $m\,g\,d\,t$, m étant la charge, g la vitesse que la force accélératrice de la pesanteur tend à imprimer dans l'unité de temps, et $d\,t$ l'élément du temps, tandis que le second est exprimé par la quantité MV, M étant la masse du corps choquant, et V une vitesse finie. Cependant on a souvent observé que des forces de pression pouvaient produire des effets égaux à ceux des forces de percussion, ou même plus grands que ces derniers; et cette observation a conduit à l'idée qu'on pouvait mettre les unes en équilibre avec les autres, en compensant la masse par la vitesse, et réciproquement. Mais si la nature, en faisant produire à des pressions des effets égaux à ceux des chocs, nous paraît, au premier coup-d'œil, établir une relation entre des quantités $m\,g\,d\,t$ et MV, qui sont d'ordre différent, cela tient à ce que nous ne faisons pas assez d'attention aux circonstances physiques qui accompagnent ces effets. Si un pieu est choqué par un mouton, ou s'enfonce sous une charge, il prend une certaine vitesse, qui diminue graduellement par l'effet des forces retardatrices provenant de la résistance du terrain, et qui finit par s'anéantir. Cet anéantissement de la vitesse a toujours lieu dans un intervalle excessivement court, et par conséquent le pieux paraît se mouvoir instantanément. Mais la durée de son mouvement est nécessairement finie, et par conséquent l'effet produit dans le cas de la pression est exprimé par la quantité $\int (m\,\varphi\,d\,t)$, φ étant une vitesse. Ainsi, quand on établit des relations entre les effets des forces de pression et des forces de percussion, ce sont réellement les quantités de même ordre $\int (m\,\varphi\,d\,t)$ et MV que l'on compare entre elles; et quoique théoriquement et physiquement parlant on ne puisse faire équilibre à un choc par une pression, on peut cependant trouver par l'expérience des masses qui produiront des effets égaux aux effets produits par des chocs, parce que, dans la production de ces effets, le temps entre comme élément, et qu'ils consistent toujours, quelle que soit la nature de la force qui agit, à vaincre pendant quelques instants, par le moyen de vitesses finies, des

forces retardatrices qui finissent par anéantir ces vitesses. Quant à l'utilité que peuvent présenter les expériences faites (1) pour estimer, dans les constructions, les charges que peuvent porter les pieux battus à un refus déterminé, il suffit, pour montrer tout ce que les recherches de cette nature ont d'illusoire, d'ob-

(1) Mariotte, dans le Traité de la percussion, imprimé avec ces autres ouvrages en 1717, dit avoir éprouvé qu'un cylindre de verre de 2,26 millimètres de diamètre était également écrasé dans le sens de son diamètre par une pression de 195,8 kilogrammes, ou par le choc d'une masse de fer pesant 1,05 kilogramme tombant de 189,49 millimètres de hauteur.

On trouve, dans le Traité des forces mouvantes par de Camus, qui a paru en 1722, un grand nombre de recherches et d'expériences sur les effets de la percussion. Leurs résultats n'offrent rien de précis; mais on voit que l'auteur avait reconnu que la nature des corps choqués, et des appuis sur lesquels ils se trouvaient portés, avait une grande influence sur ces effets.

Gauthier a donné quelques idées sur la comparaison des percussions et des pressions, dans une Dissertation imprimée en 1727. Les notions qu'il s'était faites sont peu exactes, et n'offrent aucun résultat utile.

M. Perronet, dans son Mémoire sur les pieux et pilotis, admet que l'effet des moutons est en raison de leur masse et de la hauteur de la chûte, et prend pour base de ses calculs l'expérience de Mariotte citée ci-dessus. M. Sgansin donne, dans ses Programmes du cours de construction, une formule dans laquelle entre la masse du pieu, mais qui comporte un procédé de calcul semblable à celui de M. Perronet.

M. Rondelet a cherché (Traité de l'art de bâtir, tome III) des pressions équivalentes à des chocs par le moyen du dynamomètre de M. Regnier.

M. de Cessart avait tenté longtemps auparavant des expériences analogues, en faisant écraser et réduire à la même épaisseur des cônes égaux en plomb, soit par le choc d'un mouton, soit par une pression : ces expériences ont été publiées dans ses œuvres (tome Ier, page 160).

D'après la Table de M. Rondelet, les effets des chocs sont bien proportionnels aux masses des corps choquants, mais non aux hauteurs des chûtes; d'après la Table de M. de Cessart, ni l'une ni l'autre de ces proportions n'ont lieu. Cependant ces proportions, adoptées par M. Perronet, résultent d'un grand nombre d'expériences, et entre autres de celles de S'Gravesande; elles étaient reconnues exactes par les deux partis, dans le temps où ces matières, qui tenaient à la dispute des forces vives, avaient été très approfondies; enfin elles sont confirmées par les meilleures théories de la percussion, telle que celle de Don Georges Juan, que M. de Prony a exposée dans la nouvelle Architecture hydraulique. Il y a lieu de croire que si, dans les expériences de MM. de Cessart et Rondelet, les effets paraissent dans les grands chocs moindres qu'ils devraient être, cela tient à ce qu'il est impossible d'éviter alors qu'une partie de la force du coup ne soit communiquée à l'appui du corps soumis à l'expérience, et perdue pour l'effet que l'on mesure, circonstance qui d'ailleurs se retrouve également dans la plupart des cas du battage des pieux. La théorie de Don Georges Juan réduit la recherche de la résistance équivalente à un choc donné, à la mesure de l'*impression*, c'est-à-dire du volume

server que l'effet de la percussion comparée à la pression dépend essentiellement, en supposant la dureté du corps choquant infinie, du degré de dureté du corps choqué. Si cette dureté était nulle, la pression produirait autant d'effet que le choc; si elle était infinie, l'effet du choc serait infini par rapport à celui de la pression. Tous les corps offrant des degrés de dureté intermédiaires entre ces deux extrêmes, le rapport entre l'effet de la percussion et celui de la pression varie de la même manière. Ainsi, en négligeant même la considération des divers degrés d'élasticité du pieu et du terrain, qui sont une nouvelle cause de variation dans les effets, une expérience sur la percussion est un fait isolé, dont on ne peut rien conclure pour des corps d'une autre nature, et qui ne peut même s'appliquer aux corps éprouvés que dans des limites assez resserrées. On sait seulement qu'il est d'autant plus difficile d'égaler l'effet d'un choc par le moyen d'une pression, que le mouton, le pieu et le terrain offrent une plus grande dureté.

Le seul moyen pour juger de la résistance que peut offrir un pilotis est d'acquérir une parfaite connaissance de la nature des couches dont le fond est composé : on sait alors, d'après la fiche que le pieu a prise, si son extrémité a pénétré dans un terrain qui n'est point susceptible de s'affaisser sous le poids de constructions, tel que du rocher plus ou moins dur, un tuf solide, ou même du gravier, pourvu qu'il ne puisse pas être affouillé. Le refus auquel les pilots ont été battus ne peut donc faire juger que d'une manière indirecte de la solidité

de la dépression qui a lieu dans les deux corps à l'instant du choc; mais dans la presque totalité des cas de pratique du battage des pilotis, on ne peut même tenter cette mesure.

On trouve dans les Annales des arts et manufactures, tomes 18 et 19, sur les effets de la percussion, un Mémoire intéressant de M. Woltman, dont le résultat est de proposer, pour calculer la charge des pieux, la formule $r = \frac{a p^2}{e(p+q)}$, dans laquelle r est le poids que le pieu peut porter, a la hauteur de la chûte du mouton, p et q les poids du mouton et du pieu, e l'enfoncement du pieu sous le dernier coup du mouton. Cette formule s'obtient en assimilant la résistance du terrain à une sorte de frottement indépendant de la vitesse que le pieu tend à prendre; elle est semblable à celle donnée par la théorie de Don Georges Juan, quand on suppose la dureté du corps choquant infinie, et la figure de l'impression dans le corps choqué égale à celle du corps choquant. On ne pourrait l'employer avec quelque succès que pour des terrains très mous, entièrement dépourvus de ténacité et d'élasticité, et où les pieux ne peuvent prendre que ce qu'on nomme un refus relatif. Voyez sur ce sujet la nouvelle Architecture hydraulique, tome Ier, page 209, et les Leçons de mécanique analytique de M. de Prony, tome II, page 87.

de la fondation; et il ne donnerait des lumières positives à cet égard, qu'autant qu'on aurait appris par plusieurs essais qu'un pilot laissé à tel refus a atteint une certaine couche dont on connaît la nature, et qu'on sait offrir une consistance suffisante. Mais, en général, on ne doit pas se fier à cet indice, qui induirait souvent à de grandes erreurs, eu égard aux qualités particulières des pieux, d'après lesquelles le battage étant plus ou moins difficile, le refus peut être le même, quoique les fiches soient très différentes.

Il y a plusieurs exemples d'édifices où, faute d'avoir eu égard à ces principes, le pilotis s'est enfoncé sous le poids des constructions, et ces exemples seraient encore plus fréquents si, par l'effet de l'inquiétude vague qu'inspire toujours à cet égard la fondation d'un édifice porté sur un pilotis, on ne battait pas toujours les pieux avec grand soin, et si même on n'y dépensait pas, en général, plus d'argent qu'il n'est nécessaire. Pour juger de la vérité de cette dernière observation, il suffit de remarquer que très souvent un pieu atteint assez promptement la couche ferme dans laquelle il doit s'arrêter, et qu'une grande partie du temps du battage est employée à le faire pénétrer un peu plus profondément dans cette couche, afin d'arriver précisément au refus fixé par le devis. Or, ce dernier travail est à-peu-près en pure perte, car si on suppose, par exemple, qu'un pieu soit entré de 4 mètres dans un banc de gravier, la fondation ne sera pas moins solide que si on parvient à l'y faire pénétrer jusqu'à 4,5 mètres, en supposant toujours que le banc ne puisse pas être affouillé.

Les pilots sont ordinairement récépés assez près du fond de la rivière, et leurs intervalles sont remplis par des enrochements, en sorte qu'il n'est point à craindre que la charge les fasse plier. Si cependant les pilots étaient isolés sur une certaine hauteur, il faudrait s'assurer, d'après les règles que nous avons données ci-dessus pour calculer la force des bois, que leur résistance est au-dessus de leur charge. On les considère alors ordinairement comme une pièce posée verticalement sur un appui immobile, et dont la longueur est égale à la partie du pieu comprise entre la surface du terrain ou des enrochements et le dessous de la fondation. Mais on peut se tromper en calculant dans cette hypothèse; car si les premières couches que le pieu a traversées sont susceptibles de compression, elles ne lui opposeront que peu de résistance latérale, et ne pourront l'empêcher de commencer à plier.

La flexion et la rupture des pieux sont d'ailleurs moins à craindre que leur déversement, dont il y a de nombreux exemples. Quand des pilots, après avoir traversé des couches peu consistantes, n'ont pris que peu de fiche dans un ter-

rain ferme, et que la fondation qu'ils supportent est exposée à une pression latérale, cette pression agissant avec un bras de levier d'autant plus grand que la longueur des pieux est plus considérable, pourra faire déverser le pilotis, si elle est capable de comprimer le terrain qu'il a traversé. On prévient cet accident en inclinant en dehors les pieux du pourtour de la fondation, précaution très utile, et qu'il serait à souhaiter qu'on employât plus fréquemment en France.

On voit par ce qui précède qu'il est impossible de donner aucune règle générale sur la charge qu'on peut faire porter aux pieux : on a cependant essayé, d'après quelques rapprochements, d'en établir une; le célèbre Perronet pense qu'on ne doit pas charger les pieux de 32 centimètres de diamètre de plus de 50,000, et ceux de 25 centimètres de diamètre de plus de 25,000 kilogrammes (1). Il sera prudent de ne point passer ces limites, et on pourra s'en approcher plus ou moins, suivant que le fond offrira plus ou moins de dureté.

Du battage des pieux et des palplanches.

Les pieux de fondation sont presque toujours faits en chêne, quoiqu'on puisse employer avantageusement au même usage plusieurs autres espèces de bois. La grosseur des pièces de chêne est ordinairement de 30 à 35 centimètres de diamètre moyen, sur 6 à 8 mètres de longueur. Elles doivent être choisies très droites, parce que, comme on l'a dit ci-dessus, un pieu courbe plie sous les coups du mouton et pénètre mal dans le terrain. On doit les écorcer et les dresser avec soin. La tête doit être coupée perpendiculairement à la longueur, et arrondie de manière à recevoir une frette mobile en fer, dont elle est embrassée pendant le battage, et qui est surtout nécessaire quand on emploie la sonnette à déclit. Le pied est affûté sur quatre faces sur environ 50 centimètres de longueur, et coupé carrément à son extrémité, pour porter sur le fond d'un sabot armé de quatre branches clouées contre le pieu. On se contente quelquefois d'affûter l'extrémité des pieux et de la durcir au feu, et on prend surtout ce dernier parti pour les pieux d'échafaud et pour ceux de remplage. Le poids des sabots, en y comprenant celui des clous qui les assujétissent, peut varier de 6 à 12 kilogrammes, suivant la grosseur des pieux et la difficulté du battage.

L'épaisseur des palplanches est ordinairement de 10 à 15 centimètres, et leur largeur de 30 à 40; la longueur dépend de la qualité du terrain, et de la pro-

(1) OEuvres de Perronet, Mémoire sur les pieux et pilotis.

fondeur à laquelle les pieux voisins ont été battus : les palplanches descendent ordinairement moins bas. Leur extrémité est affûtée et durcie au feu, ou armée d'un sabot comme celle des pieux. Quelquefois ce sabot est tel que le représente la figure 6 *b*, planche X, ce qui tend à faire joindre les palplanches plus exactement. Quelquefois aussi on fait sur le côté de chacune une rainure, dans laquelle entre une languette conservée dans la palplanche voisine, ce qui sert à leur juxta-position, mais rend le battage fort difficile, à moins que le terrain ne soit très compressible et très homogène.

La manière d'enfoncer les palplanches et les pieux dépend de leur grosseur et de la profondeur à laquelle ils doivent pénétrer. Les plus petits se battent à coups de masse ou avec un billot de bois dur armé de deux ou trois bras, et manœuvré par plusieurs ouvriers. Quand la longueur passe deux ou trois mètres, on emploie les machines nommées sonnettes, trop connues pour qu'il soit nécessaire d'en donner ici une description détaillée. La figure 1re, planche X, représente les grandes sonnettes à tiraude, qui ont servi au battage des pieux du pont de Neuilly, dans lesquelles les jumelles JJ, entre lesquelles glisse le mouton, ne font point partie de la charpente de la machine. Elles paraissent offrir toute la solidité qu'on peut désirer, mais elles sont un peu lourdes à manœuvrer. La sonnette représentée figure 2, qui a été décrite par M. Hachette, d'après un dessin communiqué par M. Sganzin (1), peut servir à battre des pieux aussi grands que la première puisque les poulies sont élevées aussi haut, et est beaucoup moins chargée de bois.

La disposition des sonnettes du pont de Neuilly a quelque avantage quand on veut battre des pieux inclinés : il suffit alors de faire incliner en avant les jumelles, en les fixant par le pied aux traverses *tt*, au lieu qu'avec des sonnettes semblables à celle de la figure 2, on est obligé d'incliner la machine entière, en soutenant le devant du patin sur des cales.

Les moutons sont ordinairement formés d'une pièce de chêne d'un mètre et demi à deux mètres de longueur, entourée de plusieurs frettes de fer. On les a quelquefois faits en fonte, et ils sont alors plus durables. M. Wiebeking préfère le bronze, dans l'opinion que la plus grande élasticité de cette matière contribue à l'enfoncement du pieu (2). Le poids des moutons varie, suivant la grandeur des pieux et la dureté du terrain, de 300 à 500 kilogrammes.

(1) Traité élémentaire des machines.

(2) Voyez le Traité d'une partie essentielle de la science de construire les ponts, page 148 et suivantes. On y trouve de très bonnes observations sur la manœuvre du battage.

Parmi les hommes qui tirent les cordages attachés en M (fig. 1 et 2), il n'y en a qu'un petit nombre dont la force soit employée tout entière à soulever le mouton; plusieurs tirent obliquement, et le nombre de ces derniers est d'autant plus considérable que le mouton est plus pesant et qu'il exige plus de sonneurs. Il suit de là que la partie du poids du mouton, soulevée par chaque manœuvre, ne peut être évaluée au même taux pour des moutons plus ou moins lourds. On peut admettre que chaque homme soulève 15 à 16 kilogrammes quand le mouton n'en pèse que 300, tandis que pour un mouton de 500 kilogrammes chaque sonneur n'en porte plus que 11 ou 12. Cette évaluation suppose que l'équipage de la sonnette travaille dix heures, et bat cent-vingt volées de trente coups par jour, en élevant le mouton à une hauteur de 1,3 mètre. Chaque volée dure ordinairement trois à quatre minutes, compris les intervalles de repos : le reste du temps est employé au transport, à la mise en fiche du pieu, et au déplacement de la sonnette. En réglant d'après ces bases le travail des manœuvres employés au battage des pieux, on n'a point à craindre de les fatiguer au-delà de leurs forces, et en les mettant à la tâche ou les animant par des gratifications, on pourrait en obtenir pendant quelques temps, si on le jugeait à propos, une plus grande quantité d'action.

On voit que la perte de force qui résulte de l'obliquité de la direction des cordages est considérable. Cet inconvénient paraît inhérent à la sonnette à tiraude : on le diminue en augmentant le diamètre de la poulie P (figure 1re), qui peut être porté jusqu'à 1,4 mètre (ce qui d'ailleurs a l'avantage de faire user moins promptement la corde qui soulève le mouton), et surtout en employant deux poulies P, P' (fig. 2), posées dans des plans verticaux qui font entre eux un angle plus ou moins aigu. On a proposé aussi, au lieu d'attacher tous les cordages au même point M, de les distribuer sur la circonférence d'un cercle fixé à ce point : mais il paraît que cette disposition n'a pas réussi dans la pratique.

Quels que soient les vices de la sonnette à tiraude, machine dans laquelle la force des hommes est employée à-peu-près de la manière la plus désavantageuse possible (1), et les nombreux essais qui ont été faits pour trouver d'autres

(1) On a vu ci-dessus que Coulomb avait cru devoir évaluer à 75,2 kilogrammes élevés à 1000 mètres la quantité d'action journalière d'un homme employé à la sonnette. Le résultat de ses recherches est que les quantités d'action journalière fournies en montant librement un escalier, en tournant une manivelle et en sonnant, sont dans le rapport des nombres 8, 5 et 3. Mémoires de la classe des sciences physiques et mathématiques, tome II.

moyens d'enfoncer les pieux, plusieurs constructeurs la regardent encore comme le meilleur de tous, et n'y renoncent qu'autant que les effets qu'ils ont à produire sortent des limites de la puissance de cette machine. Vu la grande quantité d'hommes qu'il faudrait employer, on ne peut adapter à la sonnette à tiraude des moutons pesant plus de 600 kilogrammes : la hauteur de la chûte étant limitée à 1,5 mètre environ, à moins d'exiger des ouvriers des efforts extraordinaires, l'effet produit ne peut surpasser celui d'une masse de 600 kilogrammes, tombant de 1,5 mètre de hauteur (1); et comme il y a des terrains très durs dans lesquels cette force ne suffit pas pour faire entrer des pieux, et où le battage deviendrait au moins excessivement long et pénible, on est obligé d'employer alors les machines connues sous le nom de sonnettes à déclit, qui permettent d'employer des moutons très lourds et de les faire tomber de plusieurs mètres, et dont l'effet n'est limité que par le degré de résistance du pieu, qui se briserait au lieu d'enfoncer si la dureté du terrain était trop grande et le choc du mouton trop violent.

L'objet des sonnettes à déclit est d'élever le mouton à une certaine hauteur, et de le laisser tomber de lui-même sur la tête du pieu. On a beaucoup varié le mécanisme destiné à produire cet effet, et on a employé des hommes, des chevaux, et même une roue mue par le courant, pour opérer l'ascension du mouton. Quel que soit le moteur adapté à cette machine, son point d'application peut être considéré comme ayant un mouvement circulaire continu, qu'il s'agit de modifier de manière à produire alternativement l'ascension et la chûte libre et subite du mouton. Ce problême est assez difficile, si on a égard surtout à la nécessité de ne pas rendre la machine tellement lourde qu'elle ne puisse être aisément déplacée. Nous n'en connaissons qu'une solution (2) assez satisfaisante pour faire désirer qu'elle fût essayée dans la pratique, ce qui serait le seul moyen d'en juger avec connaissance de cause : la construction qu'elle exige n'est ni très délicate, ni très embarrassante. Dans toutes les sonnettes à déclit employées jusqu'à présent, le problême a été résolu d'une manière empirique, c'est-à-dire

(1) Lorsqu'on arrive à la fin du battage, et qu'on veut mettre promptement le pieu au refus avec la sonnette à tiraude, on en double l'équipage et on anime les ouvriers qui élèvent alors le mouton à plus de 2 mètres de hauteur, et qui laissent très peu d'intervalle entre les coups, circonstance qui contribue puissamment à l'enfoncement du pieux. Ce procédé peut être avantageux, mais on sent qu'il ne peut pas être employé pendant toute la durée du battage.

(2) Voyez l'Essai sur la composition des machines, par MM. Lanz et Bétancourt, page 41.

que le mouvement de la machine n'est pas réglé par la machine même, et exige l'application d'une force étrangère, ou même l'interruption du mouvement du moteur. Telles sont les machines décrites par Bélidor (1), dans lesquelles le mouton est suspendu par un déclit qu'un homme lache en tirant un cordage quand ce mouton est arrivé au haut de sa course, et où le déclit revient chercher le mouton en détournant l'arbre du cabestan; et celle employée au pont de Westminster, et décrite également par Bélidor (2), dans laquelle la corde qui soulève le mouton est roulée sur une sorte de tambour, qui peut être alternativement abandonné à lui-même ou fixé à cet arbre.

M. Vauvillers a beaucoup perfectionné ces sonnettes, en employant un nouveau mécanisme qui fait agir les hommes suivant un des modes les plus avantageux, et qui n'augmente que très peu le poids des sonnettes ordinaires, auxquelles il peut être aisément adapté. La corde M (pl. X, fig. 3) qui va passer sur la poulie placée au haut de la sonnette, et qui est fixée au mouton, s'enroule sur un arbre horizontal AA. A cet arbre est fixée une roue dentée RR, à laquelle le mouvement est communiqué par le moyen du pignon p, mu par les manivelles mm, auxquelles sont appliqués les manœuvres. Lorsque le mouton est arrivé au haut de sa course, les manœuvres s'arrêtent, et l'un d'eux saisissant l'extrémité B du levier BC, qui peut tourner autour du point fixe q et qui porte une sorte de fourchette dans laquelle passe l'axe du pignon p, donne à ce pignon un mouvement de translation dans le sens de son axe qui lui fait échapper les dents de la roue R, et permet au mouton de descendre en déroulant la corde M et faisant détourner l'arbre AA. Quand le coup est donné, le même manœuvre fait revenir le pignon à sa première position, en faisant mouvoir le levier BC dans un sens opposé, et se trouve prêt à agir de nouveau sur la manivelle. Comme il pourrait se faire, pendant l'ascension du mouton, que le pignon vint à glisser, ce qui exposerait les manœuvres à se blesser, le levier BC passe en r dans une sorte d'arrêt disposé de manière qu'il ne puisse se mouvoir qu'autant qu'on y met la main. Pour suspendre le mouton pendant qu'on met le pieu en fiche, on passe une cheville c dans les rayons de la roue RR.

Les opinions des constructeurs sont très partagées sur la préférence qu'on doit accorder à la sonnette à tiraude ou à celle à déclit : il est aisé de les accorder, en observant que les effets de chacune dépendent essentiellement de la

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. Ier, chap. VI.
(2) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. Ier, chap. VIII.

nature du fond ; et il est évident que plus le terrain dans lequel les pieux doivent pénétrer sera compacte et dur, et plus la sonnette à déclit aura d'avantage comparativement à l'autre. Mais comme il est impossible de se rendre exactement compte d'avance, la nature du terrain étant donnée, de l'influence qu'elle aura sur les effets respectifs des deux machines, on ne pourra choisir dans chaque cas que par des expériences qui feront connaître la dépense et le temps qu'elles exigeront respectivement pour faire enfoncer les pieux à la même profondeur : car, eu égard à l'activité que les travaux exigent quelquefois, la durée du travail doit être considérée comme un des éléments de la comparaison. La dureté des couches du terrain que les pieux traversent augmentant généralement à mesure que ces couches sont placées plus bas, on sent que dans beaucoup de cas il peut être avantageux, comme quelques constructeurs le recommandent, de commencer le battage des pieux avec la sonnette à tiraude, et de le terminer avec celle à déclit.

Avant de battre un pieu, on le place verticalement à l'endroit qu'il doit occuper, c'est ce qu'on appelle mettre en fiche. On emploie ordinairement à cette opération la corde hh, passant sur le treuil T et sur la poulie G (fig. 1), dont on attache l'extrémité au pieu vers le tiers de sa longueur, et par le moyen de laquelle il est soulevé à la hauteur convenable : on le maintient ensuite dans une position verticale, et on le laisse doucement descendre et se ficher dans le terrain. Dans les sonnettes auxquelles on n'a point adapté de treuil, on lève le pieu par le moyen d'un palan attaché à la traverse supérieure, en faisant passer la corde sur une poulie de renvoi fixée au pied de la sonnette, afin de ne point s'exposer à la renverser. Cette dernière méthode est préférable, parce qu'employant un plus grand nombre d'hommes, elle exige moins de temps.

Lorsque, par l'effet de l'enfoncement du pieu, sa tête est parvenue un peu au-dessous du pied de la sonnette, le mouton ne peut plus l'atteindre, et alors on ne peut continuer le battage que par le moyen d'un faux pieu. C'est une pièce de bois frettée aux deux extrémités, et portant une tige de fer qui entre dans un trou pratiqué verticalement dans la tête du pieu. Par ce moyen, le battage peut se continuer très bas, mais il ne se fait plus aussi bien. Si la tête du pieu parvient au niveau du terrain, et qu'il continue à s'enfoncer, il est nécessaire de l'enter, c'est-à-dire de l'allonger par une pièce maintenue avec lui par un assemblage et par des frettes.

Les pieux rencontrent souvent pendant le battage des pierres qui s'opposent directement à leur enfoncement et qu'on parvient quelquefois à briser, ou qui,

présentant au sabot une face inclinée, tendent à faire déverser le pieu. On cherche alors à le maintenir, soit par un cordage qui s'attache à la sonnette ou à quelque pièce de l'échafaud, soit par une contrefiche qui s'appuie quelquefois contre un pieu déjà battu, mais qui, en redressant le premier, s'oppose toujours à son enfoncement. Il est très difficile de maintenir dans une position verticale un pieu qui tend à s'en écarter. Le meilleur moyen d'en prévenir le déversement est celui que M. Wicbeking a employé au battage des grands pieux des palées de ses ponts, et qui consiste à les faire passer dans une ouverture circulaire pratiquée dans les moises fixées à l'échafaud (1). Si un pieu se dirige mal dès le commencement du battage, il vaut mieux l'arracher et le replanter que de s'obstiner à le redresser.

Pour l'exécution du battage, on se contente ordinairement de tracer sur les chapeaux BB (fig. 4, pl. IX) et sur les madriers CC fixés à ces chapeaux, des lignes qui représentent leurs intersections par des plans verticaux passant par les milieux des files des pieux de fondation ; ce qui suffit pour placer convenablement la sonnette et mettre en fiche chaque pieu dans la véritable position qu'il doit occuper. Quelquefois aussi on fixe d'avance la place des pieux par des piquets, et cette opération préliminaire est surtout utile quand le battage se fait par des sonnettes portées sur des bateaux.

On emploie, pour enfoncer les palplanches, les mêmes moyens que pour les pieux. Leur objet étant toujours d'encaisser un certain espace, il est très important de les rendre aussi jointives qu'il est possible : on y parvient en les assemblant en châssis (pl. X, fig. 6 et 6*a*). A et B représentent deux pièces de bois fixées sur l'échafaud, et formant une rainure entre lesquelles les palplanches doivent être battues : les châssis sont formés par les liernes CC, CC, disposées de part et d'autre des palplanches, et traversées par un boulon placé dans une mortaise horizontale dans la lierne et verticale dans la palplanche, pour donner le jeu nécessaire au battage. On enfonce d'abord les palplanches du milieu du châssis, et quand on vient à celles des extrémités qui portent la lierne, on transporte le boulon sur la palplanche voisine où l'on a pratiqué une mortaise semblable. DD représente des liernes de liaison, qui réunissent deux châssis voisins, et qu'on place quand elles deviennent nécessaires pour la régularité du battage.

Les palplanches, presque toujours moins longues et beaucoup moins pesantes

(1) Voyez l'ouvrage cité ci-dessus, page 154 ; voyez aussi page 142, pour la manière dont on mettait en fiche de pieux de 16 mètres de longueur, sans se servir de la sonnette.

que les pieux, se mettent en fiche d'une manière plus simple. Elles sont portées sur leur emplacement et posées verticalement les unes à côté des autres : on les fait entrer un peu dans le terrain en frappant sur la tête à coups de masse, et on les maintient ensemble par le moyen de crampons, dont une branche est un peu ouverte et qui font l'office de varlets.

Le battage des palplanches peut, comme celui des pieux, s'exécuter sur des bateaux. S'il doit être fait avec une très grande régularité, on emploie deux bateaux couplés pour porter les deux pièces A, B, formant rainure. Dans d'autres cas, on se contente d'assembler les palplanches en châssis.

L'usage est de battre les pieux la pointe en bas : on a cherché par quelques expériences s'il ne serait point préférable de les placer dans une position renversée. On a reconnu, dans un fond de sable fin mêlé de gravier, et d'une consistance solide, que les pilots battus la pointe en bas se sont d'abord enfoncés beaucoup plus facilement que les autres; qu'à la quarante-cinquième volée ils étaient parvenus à-peu-près à la même profondeur; qu'ils ont pris la même fiche, mais que deux des premiers sont arrivés au refus à la cinquante-unième et à la cinquante-septième volée, tandis que ceux qui leur étaient comparés en ont exigé, l'un soixante-six, et l'autre quatre-vingt-trois. Il paraîtrait donc qu'il y aurait de l'avantage à battre les pilots la tête en bas : mais cet avantage peut tenir ici à la nature du terrain, et n'aurait peut-être pas lieu dans un fond plus compressible.

Du récépage.

Le récépage des pieux ne présente aucune difficulté lorsque l'emplacement des fondations est mis à sec par le moyen d'épuisements : mais quand les pieux doivent être sciés sous l'eau, cette opération exige des machines, dont la plus simple est représentée par la fig. 4, pl. X. Elle est composée d'un châssis horizontal formé par les trois pièces AA, de 12 centimètres d'écarrissage, assemblées par les traverses BB, et d'un châssis vertical formé par les deux montants CC de 14 centimètres d'écarrissage, entaillés à la rencontre des traverses horizontales, et assemblés avec elle par le moyen d'une chantignole serrée par des boulons. Au pied de ces montants est placée la lame de scie *l*; ils sont entretenus au milieu par la pièce de fer coudée *d*, et réunis au sommet par le boulon *b*. Ce boulon passe à chaque extrémité dans des écrous taraudés, chacun dans un sens différent, de sorte qu'en le tournant il tend à rapprocher également chaque montant et fait bander la lame de scie. Le mouvement est donné à la machine

par des manœuvres qui saisissent avec les mains les bâtons E, et qui les tirent et poussent alternativement dans le sens AA. Un ouvrier, placé sur l'échafaud, dirige le travail, et tendant convenablement le cordage R, détermine la scie à mordre sur le pieu. La machine porte, par le moyen des traverses AA, sur des coulottes en bois fixées à l'échafaud, sur lesquelles elles peut glisser. On a employé à la fondation du pont de Choisy des scies de cette espèce. La distance entre le plan du récépage et le dessous des traverses AA était de 1,8 mètre. Elles étaient manœuvrées par six journaliers conduits par un charpentier, qui mettaient environ vingt-cinq minutes à scier un pieu de 32 à 35 centimètres de diamètre, et en coupaient ordinairement vingt-deux par journée de dix heures, le reste du temps étant employé au déplacement de la machine et de l'échafaud.

Ces scies coupent les pieux avec la plus parfaite exactitude, lorsque les coulottes, sur lesquelles on les fait glisser, ont été disposées de manière à ce que le dessous des traverses AA reste constamment dans le même plan horizontal : mais les montants CC ne peuvent guère avoir plus de 2, 5 ou 3 mètres de longueur au-dessous des traverses AA (1), et quand on veut couper les pieux à une plus grande profondeur, il faut recourir à d'autres moyens.

Quoique Labeylie affirmât à l'époque de la construction du pont de Westminster, en 1738, que les pilots étaient journellement récépés sous l'eau dans plusieurs pays avec autant de précision et de justesse qu'au-dessus de l'eau (2), on ne connaît pas des machines un peu considérables employées pour cet objet avant celle dont il a fait lui-même usage, et il est probable que s'il en avait existé elles n'auraient point échappé aux recherches de Bélidor, qui indique seulement (3) celle imaginée par Perronet, dont il ne donne point la description parce qu'elle n'avait pas été éprouvée en grand. Quant à la scie de Labeylie, qui ne coupait les pieux qu'à environ 3 mètres au-dessous de l'échafaud, sa disposition ne permet pas qu'elle soit employée généralement (4), et les inconvénients essentiels qu'elle présente engagèrent probablement MM. de Voglie et de Cessart à composer une nouvelle scie pour le récépage des pilots de fondation du pont de

(1) On a scié des pieux dans la fondation du pont d'Jéna à 2,7 mètres au-dessous de la surface des coulottes, avec des machines à-peu-près semblables, dont M. Hachette a donné la description (Traité élémentaire des machines, page 257).

(2) Description du pont de Westminster, dans le Recueil de divers mémoires publiés par M. Lesage, tome II, page 284, deuxième édition.

(3) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, chap. XI.

(4) Voyez, pour la description de cette machine, le Recueil de mémoires cité.

Saumur. Cette machine ingénieuse, qui depuis a été employée avec beaucoup de succès à plusieurs grands ouvrages, et avec laquelle on peut couper les pieux à plus de 5 mètres au-dessous de la surface de l'eau, réunit tous les avantages qui sont à désirer; et quoiqu'elle paraisse au premier coup-d'œil un peu compliquée, et qu'on puisse en proposer de plus simples, nous doutons cependant qu'on puisse en imaginer une autre qui produise un meilleur effet, surtout quand on veut descendre le récépage à une grande profondeur. Comme elle a été décrite dans plusieurs ouvrages, et qu'il faudrait pour en donner complètement l'idée plusieurs dessins d'une grande dimension, nous nous contenterons de dire que le principal mécanisme, porté sur un plateau placé au fond de l'eau sur le plan du récépage, consiste dans deux leviers coudés et pouvant tourner dans un plan horizontal autour de leur point d'appui placé au coude. Les manœuvres transmettent à un de leurs bras un mouvement rectiligne alternatif, qui se change pour l'autre bras en un mouvement circulaire alternatif. Ce dernier mouvement est modifié de manière à en donner un rectiligne alternatif à la scie. A mesure que le récépage avance, on fait avancer le mécanisme entier, et presser la lame contre le pieu, en faisant tourner l'axe d'un pignon qui engrène d'un côté dans une crémaillère, et de l'autre dans un second pignon qui engrène à son tour dans une crémaillère semblable. Le plateau qui porte le mécanisme est fixé au pieu par deux grapins qui le saisissent au-dessous du récépage. On fait hausser ou baisser à volonté ce plateau au moyen de ce que les quatre montants qui le supportent sont dentés en crémaillère, et engrènent dans les dents de quatre petites roues mues par autant de pignons, et fixées sur le plateau supérieur; ce dernier est soutenu sur des rouleaux qui portent ou sur les traverses d'un grand charriot, ou sur des pièces assujéties à l'échafaud. Quatre hommes suffisent pour la manœuvre de la scie; un cinquième fait serrer la lame contre le pieu. Le sciage d'un pieu ne dure quelquefois que cinq à six minutes; mais, eu égard au temps nécessaire pour le déplacement de la machine, on ne parvient pas à couper plus de vingt-deux pieux dans une journée de douze heures (1), ce qui revient à environ dix-huit pieux en dix heures (2).

(1) Description des travaux hydrauliques, tome Ier, page 91.

(2) Voyez, pour de plus grands détails sur la machine à scier et les dimensions des différentes parties, la Description des travaux hydrauliques de M. de Cessart, tome Ier, page 71 et suiv. M. Hachette a donné, dans son Traité élémentaire des machines, page 252, la description et les dessins de cette scie : elle diffère seulement de celle qui est gravée dans l'ouvrage de M. de Cessart, par la manière dont les hommes donnent le mouvement aux leviers.

De l'arrachage.

Il y a beaucoup de manières d'arracher les pieux : lorsqu'ils tiennent peu, un levier un peu long, dont l'extrémité est fixée à la tête du pieu par une chaîne, ou un simple treuil sur lequel cette chaîne se roule, suffisent pour les détacher du fond. Quand la résistance est plus considérable, une des dispositions les plus simples et les plus efficaces qu'on puisse employer est une chèvre ordinaire, à laquelle on adapte des mouffles qui multiplient à volonté la force des manœuvres appliqués au treuil. La vis étant une des machines avec lesquelles on peut exercer la plus grande pression, on tirerait aussi un grand parti du verrin, non en adoptant la disposition indiquée par Bélidor (1), dont il résulterait un trop grand frottement de l'écrou sur son appui, mais en laissant l'écrou mobile et le fixant au pieu par des chaînes, au lieu d'y fixer la vis (2).

On pourrait croire, au premier coup-d'œil, que le frottement qui résulte de la pression qu'éprouve le pieu de la part du terrain environnant est la seule force qu'on ait à vaincre pour l'arracher. Il paraît cependant que, quand les pieux sont battus depuis un certain temps, ils contractent avec le fond une sorte d'adhérence (3) qu'il suffit de détruire pour les enlever ensuite avec beaucoup de facilité. On remarque, en effet, qu'on aide puissamment à l'arrachage des pieux en les frappant près de la tête à grands coups de masse, et même en y donnant quelques coups de mouton. La plupart des sonnettes ont de chaque côté des jumelles de petits treuils qui servent à arracher les pieux, en s'aidant ainsi du mouton. C'est dans la même vue que M. Lamandé a composé une machine qui

On y trouvera la manière de décrire la courbe des anneaux placés à une de leurs extrémités, dont la forme est déterminée.

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. Ier, chap. VI.

(2) Ce moyen a été employé avec succès aux sondes du pont de l'Archevêché, à Lyon, faites en 1774 par M. Ferregeau, pour arracher un pieu de 14 mètres, enfoncé à 15, et une sonde en fer qui avait pris 17 mètres de fiche, et dont l'extrémité s'était courbée et engagée entre deux lits du rocher.

(3) Cette adhérence se manifeste surtout quand les pieux portent un sabot, et sont battus dans du gravier. L'oxide de fer qui se forme à la surface du sabot, principalement dans l'eau de mer, donne lieu au gravier environnant de s'agglutiner, et on amène quelquefois avec le pieu des portions assez considérables de cette espèce de béton. Il faut donc éviter, autant qu'il est possible, de ferrer les pieux qui doivent être arrachés.

a servi dans les travaux des Sables d'Olonne Les pieux sont arrachés par le moyen des deux leviers LL (pl. X, fig. 5), sur lesquels agissent les treuils TT : et on peut frapper leur tête par le moyen du mouton M. La disposition de cette machine paraît réunir tout ce qu'on peut désirer pour l'objet qu'elle doit remplir.

Quand la tête des pieux est hors de l'eau, le meilleur moyen d'y attacher les chaînes qui doivent les soulever est de percer au travers un trou dans lequel passe un boulon. Quand la tête est sous l'eau, cette opération ne peut plus avoir lieu; on se sert alors d'un collier en fer carré qu'on passe dans le pieu, et qui, ayant un plus grand diamètre que lui, se pose obliquement. Quand on tend la chaîne, les arêtes du collier s'impriment dans le bois, et, eu égard à la grande pression qui a lieu, cela suffit pour en empêcher le glissement.

SECTION II.

DES ENROCHEMENTS.

Des enrochements en pierre sèche.

Les enrochements en pierre sèche ou à pierres perdues ne s'emploient plus guère actuellement qu'au pourtour des fondations, ou dans les intervalles des pieux : autrefois ils formaient souvent la fondation même des piles et des culées, surtout dans les rivières profondes et rapides. Ils s'exécutent en conduisant sur l'emplacement du travail des pierres portées sur des bateaux, et les jetant à la main. On a soin de placer les plus grosses en dehors, et quelquefois de mêler au moëllon du gravier ou des cailloux, pour en garnir les intervalles. La grosseur des matériaux doit d'ailleurs être proportionnée à la vîtesse du courant, et dépend aussi de l'inclinaison des talus de l'enrochement.

On peut se rendre compte par le calcul des dimensions que les pierres doivent avoir pour ne pas être entraînées par un courant dont la vîtesse est connue (1). Supposons, en effet, que leur forme soit un parallélipipède rectangle, ce qui a lieu communément pour les pierres extraites des carrières, et nommons a la dimension de la base perpendiculaire au courant, b la dimension parallèle au courant, et c la hauteur, qui sera supposée la plus petite des trois : en considérant la

(1) Voyez la première note à la fin du chapitre.

pierre comme posée sur un plan horizontal, la force avec laquelle le courant agira sur la force qui lui est opposée sera représentée (conformément à la théorie suffisamment confirmée par les expériences) par Hac, H étant la hauteur due à la vitesse du fluide; par conséquent, si π est la différence entre la pesanteur spécifique de la pierre et celle de l'eau, on aura, pour exprimer que le poids de la pierre fait équilibre à l'impulsion du fluide, $\frac{1}{2}c \cdot Hac = \frac{1}{2}b \cdot \pi abc$, d'où on tire

$$\frac{b^2}{c} = \frac{H}{\pi},$$

ce qui établit d'une manière très simple la relation qui doit exister entre la largeur et la hauteur d'une pierre, pour qu'elle puisse résister à un courant dont la vitesse est donnée. Si on suppose $b = c$, l'équation se réduira à

$$c = \frac{H}{\pi},$$

et on aura ainsi la plus petite dimension qu'il soit possible de donner à des pierres dont la hauteur serait égale à la largeur, pour qu'elles résistent à une certaine vitesse du courant.

On peut tirer de là plusieurs conséquences utiles dans la pratique. On en conclura, par exemple, que c'est à tort qu'on n'attacherait aucune importance à la forme des blocs de pierre dont on recouvre les parois des enrochements, et qu'il est essentiel, pour l'économie et la solidité de l'ouvrage, de donner à ces blocs une forme aussi aplatie qu'il est possible. En effet, la pesanteur spécifique étant la même, le prix des pierres est à-peu-près proportionnel à leur volume, de sorte que si c et c' sont les hauteurs de deux pierres qui aient la même base, le rapport des dépenses qu'elles occasionneront sera $\frac{c}{c'}$, tandis que le rapport des hauteurs dues aux vitesses, auxquelles elles feraient équilibre, sera $\frac{c'}{c}$; d'où il suit qu'une pierre coûtant quatre fois plus qu'une autre ne résisterait qu'à une vitesse deux fois moins grande.

On pourra aussi juger, d'après ce qui précède, du talus qu'il convient de donner aux parois des enrochements, en raison de la vitesse du courant et des dimensions des pierres qu'on emploie. Soit α l'angle que fait avec l'horizon le plan d'un talus sur lequel une pierre est posée, plan dont nous supposerons la trace horizontale perpendiculaire à la direction du courant, et admettons que cette pierre soit poussée par le fluide parallèlement au plan : on aura, pour

exprimer qu'elle ne culbutera point autour d'une des arêtes de sa base, l'équation $\frac{1}{2}c\,(\mathrm{H}\,ac + \mathrm{II}\,abc\,sin.\,\alpha) = \frac{1}{2}b\,.\,\mathrm{II}\,abc\,cos.\,\alpha$, ou

$$\mathrm{H}\,c + \mathrm{II}\,b\,(c\,sin.\,\alpha - b\,cos.\,\alpha) = 0,$$

qui établit une relation entre b, c et α, et donnera la valeur de l'une quelconque de ces trois quantités quand on aura fixé celle des deux autres. En la résolvant par rapport à $sin.\,\alpha$, il vient

$$sin.\,\alpha = \frac{-\mathrm{H}c^2 \pm b\sqrt{[\mathrm{II}^2b^2(b^2+c^2) - \mathrm{H}^2c^2]}}{\mathrm{II}\,b(b^2+c^2)},$$

expression qui ne sera réelle qu'autant que $\frac{b\sqrt{[b^2+c^2]}}{c}$ sera $> \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{II}}$. Cette condition étant satisfaite, $sin.\,\alpha$ aura deux valeurs (1) : la plus grande, qui sera négative, appartiendra au talus d'amont, et la plus petite, qui sera positive, appartiendra au talus d'aval. Mais il est visible que le talus d'amont et ceux des côtés doivent être laissés tels qu'ils se seront formés naturellement lors de l'exécution des enrochements ; et si on leur donne ordinairement une inclinaison plus grande, c'est seulement dans la vue de mettre les matériaux nécessaires pour remplir les affouillements qui pourraient se faire au pied de l'enrochement.

(1) Si dans l'expression ci-dessus de $sin.\,\alpha$ on fait $\frac{b\sqrt{[b^2+c^2]}}{c} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{II}}$, elle se réduit à $sin.\,\alpha = -\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{II}}\cdot\frac{c^2}{b(b^2+c^2)}$. En éliminant $\frac{\mathrm{H}}{\mathrm{II}}$ entre ces deux équations, on trouve

$$sin.\,\alpha = -\frac{c}{\sqrt{[b^2+c^2]}},$$

résultat assez remarquable, et qui fait voir que la plus petite valeur qu'il soit possible de donner à b est déterminée par la condition que l'une des diagonales de la face dont les côtés sont b et c soit verticale. Si on élimine $\frac{c^2}{b(b^2+c^2)}$ entre les deux mêmes équations on trouvera

$$sin.\,\alpha = -\frac{\mathrm{II}}{\mathrm{H}}b.$$

Quand on a $\frac{b\sqrt{[b^2+c^2]}}{c} > \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{II}}$, et qu'on augmente peu à peu la valeur de b, les valeurs de $sin.\,\alpha$ sont encore toutes deux négatives, jusqu'à ce que $\mathrm{H}c^2 = b\sqrt{[\mathrm{II}^2b^2(b^2+c^2) - \mathrm{H}^2c^4]}$, ce qui revient à $\frac{b^2}{c} = \frac{\mathrm{II}}{\mathrm{H}}$: alors elles sont nulles, et les deux talus sont horizontaux, conformément à ce qui a été dit ci-dessus.

Les dimensions des pierres extérieures et l'angle du talus d'aval étant déterminées d'après les formules précédentes en raison de la plus grande vitesse du courant pendant les crues, l'affouillement du fond de la rivière au pourtour des enrochements serait la seule cause de dérangement qu'il pût y avoir ; et les pierres offrant une stabilité supérieure à la force d'impulsion du fluide, seraient tout aussi immobiles que si elles avaient été attachées par les crampons les plus forts ou par les meilleurs ciments. On prévient l'effet de ces affouillements, soit en encaissant les enrochements dans des files de palplanches, soit en enterrant leur pied au-dessous du fond naturel de la rivière, dragué à cet effet jusqu'à la profondeur où les affouillements peuvent atteindre, soit enfin en suivant attentivement leurs progrès, et remplissant les vides à mesure qu'ils se forment, de manière à créer à la rivière aux environs de la fondation un nouveau lit, dont la résistance soit au-dessus de la force de corrosion du courant.

Pour juger de la vitesse à laquelle peuvent résister les moëllons qu'on emploie ordinairement, faisons $b = 0{,}3$, et $c = 0{,}2$ mètre, et admettons que la pesanteur spécifique de la pierre $= 2$, ce qui donne $\Pi = 1$: ces valeurs substituées dans l'équation $\frac{b^2}{c} = \frac{H}{\Pi}$ donneront $H = 0{,}45$ mètre ; par conséquent les moëllons posés sur un plan horizontal pourraient résister à une vitesse de 2,97 mètres par seconde. Quant à ceux qui se trouveraient sur le talus d'aval, auquel nous supposerons une inclinaison de deux de base sur un de hauteur, ce qui donne $\sin. \alpha = 0{,}447$, et $\cos. \alpha\ 0{,}894$; mettant ces valeurs ainsi que les précédentes dans l'équation $Hc + \Pi b\,(c \sin. \alpha - b \cos. \alpha) = 0$, on trouvera $H = 0{,}268$ mètre : ainsi les mêmes pierres ne résisteraient plus sur ce talus qu'à une vitesse de 2,29 mètres. Il y a beaucoup de rivières en France où la vitesse du fond du courant ne passe point ce nombre, même pendant les crues ; les enrochements en moëllon ont donc alors une stabilité suffisante, quand ils ne sont point minées par le pied. Si le courant est plus rapide, il faut employer des pierres plus grosses. L'expérience a appris à garnir le pied des digues construites le long de la Durance avec des pierres de 50 à 60 centimètres de grosseur (1). Celles dont on compose les jetées qui se font au pied des piles du pont du Saint-Esprit ont 70 centimètres. Elles ne peuvent, d'après la théorie précédente, résister qu'à une vitesse de 3,71 mètres par seconde, et il est vraisemblable qu'au passage de ce pont le Rhône parvient à cette vitesse dans les grandes

(1) Essai sur la théorie des torrents et des rivières, par M. Fabre, page 161.

crues : aussi est-on obligé de recharger ces enrochements de temps en temps. On gagnerait beaucoup à diminuer l'épaisseur des pierres ; car si on ne leur donnait, par exemple, que 35 centimètres de hauteur, en leur laissant toujours 70 centimètres de largeur, elles résisteraient à une vitesse de 5,24 mètres, et on aurait plus de solidité avec beaucoup moins de dépense.

Nous regardons 4 à 5 mètres par seconde comme une limite que la vitesse des fleuves et même des torrents les plus rapides atteint très rarement. Ainsi, en réduisant l'épaisseur des pierres à 35 ou 40 centimètres, ce qui leur laisse une solidité suffisante, il ne sera jamais nécessaire de leur donner plus d'un mètre de largeur, et par conséquent elles n'excéderont pas les dimensions de celles qu'on emploie communément dans les constructions, et on n'aura jamais besoin de faire aucune manœuvre extraordinaire pour les transporter et les mettre en place. Mais les enrochements qui s'exécutent dans la mer étant exposés de la part des vagues à une force d'impulsion infiniment plus considérable, doivent être faits avec des blocs beaucoup plus gros, et alors leur chargement, leur transport et leur déchargement exigent des précautions particulières (1).

Des enrochements en béton.

Les enrochements en béton peuvent être considérés sous deux points de vue : la manière de composer le béton, et les moyens de le descendre au fond de l'eau.

La théorie de la composition des bétons est fondée sur les propriétés de la chaux et les effets qu'elle présente dans son mélange avec différentes substances. Ces effets ont excité longtemps beaucoup d'étonnement, et même une sorte d'admiration (2) : on imaginait pour les expliquer des hypothèses plus ou moins bizarres. L'extrême dureté des mortiers des constructions antiques, comparée à la consistance médiocre des ciments modernes, a fait penser que les Romains composaient leurs enduits suivant des procédés particuliers, et MM. Loriot (3) et de la Faye (4) ont proposé successivement des méthodes par lesquelles ils pré-

(1) Voyez la deuxième note à la fin du chapitre.

(2) Voyez le Traité de l'art de bâtir, par M. Rondelet, tome Ier, où sont rapportés les passages de Vitruve et de Saint-Augustin relatifs à la chaux.

(3) Journal de physique, tome III, 1776.

(4) Mémoires sur la préparation que les Romains donnaient à la chaux, et la composition de leurs mortiers, 1777 ; ou Journal de physique, même année.

tendaient avoir retrouvé le *secret* des anciens. On a cru aussi généralement que la pouzzolane était la seule matière avec laquelle on pût faire de bonnes constructions dans les travaux de la mer. Ce n'est que dans ces derniers temps que les lois de la composition des mortiers ont été entièrement éclaircies, qu'on sait comment on doit s'y prendre pour faire des mortiers ou des bétons d'une consistance donnée, et qu'on a reconnu qu'il se trouvait presque partout en abondance des substances qui, préparées convenablement, produisent des effets analogues à ceux de la pouzzolane.

On sait qu'une pierre dite calcaire, supposée ne contenir que du carbonate de chaux pur, exposée à un feu suffisamment violent, se décompose; l'eau de cristallisation et l'acide carbonique sont dégagés, et la chaux restée seule prend le nom de *chaux vive*. Si dans cet état on l'abandonne à l'air libre, elle *s'éteint* peu à peu, c'est-à-dire qu'en reprenant dans l'air atmosphérique l'eau et l'acide carbonique qu'elle avait perdus, elle tend à repasser à l'état de carbonate de chaux. Mais en satisfaisant d'abord sa première avidité pour l'eau, et la mettant dans des fosses couvertes de sable à l'abri du contact de l'air, on peut la conserver indéfiniment pure et à l'état d'une pâte molle (1).

Si on triture cette pâte avec des matières réduites en poudre, il se manifeste des effets différents dans lesquels on doit distinguer surtout le temps que les mortiers mettent à acquérir la dureté dont ils sont susceptibles, et le degré de cette dureté. Et en essayant avec la chaux différentes substances, on reconnaît qu'elles fournissent des mortiers d'autant meilleurs, qu'elles contiennent une plus grande portion de silice et d'oxides métalliques, et qu'elles offrent en outre une sorte de siccité et d'âpreté, que le sable lavé par le courant des rivières a dans un premier degré, quoique assez faible, qui est plus considérable dans le ciment provenant de la brique ou de l'argile cuite mise en poudre, et que, de toutes les matières naturelles, la pouzzolane possède le plus éminemment.

La chaux provenant ainsi d'une pierre composée de carbonate de chaux pur, ou dans laquelle ce carbonate n'est mélangé que d'une petite proportion d'argile, telle que quatre à cinq centièmes, est la plus commune, et on la nomme ordinairement *chaux grasse*. Elle est très propre aux constructions qui se font hors de l'eau : mais elle ne peut servir à la composition des bétons qui sont plongés sous l'eau, et les mortiers où on l'emploie, en la mélangeant même avec la

(1) On a trouvé de la chaux parfaitement conservée, qui avait été abandonnée dans une fosse depuis plus de cinq cents ans. (Léon-Baptiste Alberti, liv. II, chap. XI).

pouzzolane, jetés dans l'eau au moment où ils viennent d'être faits, ne prennent point de consistance et restent pulvérulents. Si les constructions faites avec la chaux grasse sont couvertes par l'eau avant d'avoir acquis presque toute leur dureté, elles perdent même le degré de dureté qu'elles possédaient au moment de leur immersion. Néanmoins, si cette dureté avait atteint son terme, et que le mortier fût de bonne qualité, l'eau ne l'altère pas sensiblement. La chaux grasse est d'ailleurs d'autant meilleure, qu'il entre davantage de silice dans la petite partie d'argile qu'elle contient (1).

La présence d'une petite quantité d'oxides métalliques dans la pierre calcaire, tels que ceux de fer ou de manganèse qu'on y trouve quelquefois, suffit pour changer absolument les propriétés de la chaux. Quand elle a été éteinte, au lieu de rester à l'état d'une pâte molle, qui devient ensuite pulvérulente en reprenant peu à peu dans l'air atmosphérique l'acide carbonique qui en a été dégagé, elle se solidifie dans l'espace de quelques heures sans mélange d'aucune autre matière, et par le seul effet de la combinaison de la chaux pure avec les oxides métalliques et la petite portion d'argile qui restent après le dégagement de l'acide carbonique; et quand on met sous l'eau les mortiers qui en sont composés, ils acquièrent très promptement une dureté pour le moins aussi grande que celle qu'ils prendraient à l'air libre. On nomme *chaux maigre* celle qui présente ces avantages : elle est d'autant meilleure qu'elle contient plus de silice et d'oxide de fer ou de manganèse; et indépendamment de ce qu'elle peut seule être employée sous l'eau, elle est supérieure à la chaux grasse quand on l'employe à l'air.

On trouve de la chaux maigre dans plusieurs parties de la France, et celle de Metz est particulièrement connue par sa qualité supérieure (2). On se sert à Paris de la chaux de Senonches, faite avec une sorte de marne. D'après la con-

(1) Une trop grande quantité d'allumine ou de magnésie dans la pierre calcaire, altère la qualité de la chaux. Cette circonstance tient à ce que ces deux terres ayant été mises à nu par la calcination, la chaux, quand on vient à l'éteindre, ne peut faire corps avec elles comme elle le fait avec la silice et les oxides métalliques (voyez la Chimie appliquée aux arts, tome II, page 76).

(2) La pierre qui la fournit a été analysée dans le laboratoire de l'École Polytechnique : elle a donné

Acide carbonique.	39,00.
Chaux.	44,50.
Silice.	5,25.

naissance de la composition des pierres dont la calcination produit la chaux maigre ; et la certitude que sa propriété est due à la présence de six à sept centièmes d'oxides de fer et de manganèse, il est aisé de s'en procurer partout ; en ajoutant aux chaux grasses une quantité convenable d'oxides métalliques : c'est par cette raison que l'addition d'un peu de limaille de fer donne au mortier la propriété de prendre dans l'eau. M. Guyton a proposé depuis longtemps de faire une chaux maigre artificielle, en mêlant à la chaux vive ordinaire une certaine quantité de *mines de fer blanches*, qui se trouvent communément, et qui sont composées en grande partie de carbonate de chaux magnésiée, surtout dans celles qui sont pauvres de fer (1).

Quand aux substances à mêler avec la chaux, le sable ordinaire composé en partie d'alumine et de silice, trituré avec de la chaux grasse ou maigre, donne un mortier d'une consistance suffisante quand on l'emploie hors de l'eau. Le ciment fait avec des briques ou des tuiles pulvérisées donne un mortier meilleur encore, ce qui tient à la plus grande quantité d'oxide de fer que contient cette substance, et à la cuisson qu'elle a subie : le ciment est effectivement d'autant meilleur, que l'argile qui le forme a été mieux cuite, et on peut rendre très bon de mauvais ciment en le soumettant à une seconde cuisson. Les autres substances connues pour faire de bon mortier, telles que le trass d'Andernach, le trass artificiel fabriqué à Amsterdam avec de l'argile tirée du fond de la mer et fortement cuite, et surtout la pouzzolane, sont supérieures encore au ciment : mais pour les constructions hors de l'eau, ce dernier est très suffisant, et on peut même se borner à l'employer aux rejointoyements dans les surfaces exposées à l'air ; l'intérieur des maçonneries sera toujours suffisamment solide en se servant de mortier de chaux et sable.

A l'égard des mortiers employés sous l'eau, et pour lesquels on ne peut se servir que de chaux maigre, il faut distinguer les constructions qui se font dans des eaux tranquilles ou dans un courant dont la vîtesse est peu considérable, de celles qui sont exposées à des courants rapides, et surtout à l'impulsion des

Alumine.	1,25.
Oxide de fer	3,20.
Oxide de manganèse.	3,50.
Eau et perte.	3,30.

Mémoire sur les mortiers, par M. Guyton, Annales de chimie, 1800.

(1) Mémoire cité.

vagues de la mer. Dans les premières, les mortiers ne sont point facilement délayés, et les pierres qu'ils unissent ayant par elles-mêmes de la stabilité, il n'y a pas d'inconvénient à ce qu'ils n'acquièrent qu'au bout d'un certain temps toute leur consistance. Le sable pur, les graviers, les recoupes de pierres, triturées avec la chaux maigre, quand cette dernière est bonne, peuvent, dans la plupart des rivières, être employés pour faire le béton. Au bout de quelques mois il aura acquis toute la dureté nécessaire, et, si cela était utile, on pourrait le faire durcir plus promptement en y ajoutant un peu de ciment ou de mâchefer. Mais dans les constructions qui reçoivent le choc des vagues, il faut que les mortiers se solidifient presque sur-le-champ, et c'est pourquoi on n'a employé jusqu'ici dans les travaux de cette espèce que la pouzzolane, et les autres matières nommées plus haut qui offrent des qualités analogues.

L'analyse de ces matières fait voir qu'elles sont composées des mêmes substances, combinées dans des proportions à-peu-près semblables (1) : toutes ont subi une forte cuisson, soit naturelle, soit artificielle. On pouvait donc juger qu'en cuisant au même degré les matières d'une composition analogue qui se trouveraient dans le voisinage des ateliers, et les pulvérisant ensuite, on composerait à peu de frais des ciments aussi bons qu'il serait à désirer. Il paraît que les Hollandais ont eu les premiers l'idée de substituer à la pouzzolane des matières indigènes, et préparées artificiellement. M. Baggé, de Gothembourg, ingénieur suédois, a ensuite employé une pierre schisteuse, à laquelle il faisait subir deux cuissons avant de la pulvériser (2). M. Guyton de Morveaux envoya, en 1787, à M. de Cessart, qui dirigeait alors les travaux de Cherbourg, du basalte provenant du volcan éteint de Drevin, département de Saône et Loire, réduit en poudre après avoir été cuit dans un fourneau à réverbère, et plongé rouge dans l'eau : il donna un mortier équivalent *à-peu-près* à celui de la

(1) Voici cette analyse, telle qu'elle est rapportée dans les Programmes du cours de construction de M. Sganzin :

	alumine.	silice.	chaux.	oxide de fer.
Pouzzolane.	40	35	5,0	20,0.
Trass.	28	57	6,5	8,5.
Trass artificiel.	20	57	5,5	17,5.

(2) Ce procédé est rapporté par M. Faujas de Saint-Fond dans ses Recherches sur la pouzzolane, imprimées en 1778 : on y trouve aussi l'indication de différents lieux dans les volcans éteints de l'Auvergne et du Vivarais, où il se trouve de la pouzzolane naturelle. Mais le transport en serait très coûteux.

pouzzolane d'Italie. On a fait depuis, à Cherbourg, des expériences analogues sur des basaltes tirés du département de la Haute-Loire, qui ont donné des résultats encore plus avantageux : mais, comme ces basaltes sont aussi rares en France, et d'un transport aussi difficile que les pouzzolanes naturelles, ces recherches n'offraient dans la pratique aucun avantage. M. Chaptal publia la même année, 1787, un Mémoire dans lequel il proposa l'emploi des terres ocreuses, très abondantes dans le midi de la France (1), et d'autant plus avantageuses qu'elles n'exigent point d'être pulvérisées après la torréfaction. Enfin les expériences faites par M. Gratien le Père, et publiées en 1804, sur les schistes qui forment la côte de Cherbourg, paraissent établir positivement que les pouzzolanes artificielles qu'on obtient par la torréfaction et la pulvérisation de ces schistes, peuvent, dans beaucoup de cas, être substitués sans inconvénient à la pouzzolane d'Italie (2).

On fait entrer quelquefois dans la composition des mortiers les cendres provenant de la combustion des charbons de terre, et surtout de ceux qui ont servi à calciner la pierre à chaux, et qui sont mêlées de quelques débris de cette pierre. La cendrée de Tournay, résidu de la calcination d'une pierre bleue très dure qui produit de la chaux maigre, est très employée en Hollande. On voit, par l'analyse de ces cendrées (3), qu'elles contiennent moins de silice et d'oxide

(1) L'analyse de ces terres offre les résultats suivants :

Alumine	35.
Silice	41.
Chaux	5.
Oxide de fer	19.

Parmi toutes les substances employées, ce sont elles qui approchent le plus de la pouzzolane.

(2) Le schiste de Haineville employé par M. Gratien le Père, analysé par M. Descostils, a donné :

Alumine	26.
Silice	46.
Magnésie	8.
Chaux	6.
Oxide de fer	14.

Voyez le Bulletin de la Société d'encouragement. IVe année, n° 13.

(3) L'analyse des meilleurs cendrées de Hollande (Journal des mines. n° 9) donne :

Alumine	40,0.
Silice	44,0.
Chaux	7,5.
Fer	8,5.

de fer que les autres matières dont nous venons de parler. La chaleur des fourneaux où on calcine la pierre n'étant pas très considérable, parce qu'il faut éviter de brûler la chaux, cette cause se réunit à la précédente pour diminuer la qualité des cendrées. Elles doivent même en général n'être employées qu'avec précaution, car il y a des charbons de terre où l'alumine entre dans une telle proportion, que leur cendre serait plus propre à gâter le mortier qu'à l'améliorer.

En récapitulant la théorie précédente, on voit que la composition des mortiers propres à prendre corps sur-le-champ dans l'eau, se réduit à mettre en présence de la chaux et des matières torréfiées suffisamment divisées, contenant le moins d'alumine et de magnésie, et le plus de silice et surtout d'oxides métalliques qu'il est possible. Si le mortier fait avec la chaux grasse ne prend point sous l'eau, c'est qu'en mêlant avec cette chaux les autres matières, et même la pouzzolane, on ne peut parvenir à faire entrer en même temps dans le mélange assez de chaux et d'oxides métalliques; et la chaux maigre ne doit sa supériorité qu'à ce que la portion d'oxide qui entre dans sa composition supplée à celui qui manque aux substances qu'on unit avec elle.

On s'est beaucoup occupé des procédés à suivre pour l'extinction de la chaux, et pour la fabrication du mortier : il était, ce semble, plus important d'avoir égard à la composition de la pierre à chaux et des matières avec lesquelles on l'unit. Les précautions à prendre dans ces opérations se réduisent, quant à la chaux, à veiller à ce qu'elle soit assez cuite pour que l'acide carbonique se trouvent entièrement dégagé, et pas assez pour qu'elle se soit frittée, ce qui ne lui permettrait plus de s'éteindre et de se lier avec la silice; à ce que l'extinction soit bien complète, sans que la chaux se trouve noyée dans une trop grande quantité d'eau; et enfin à ce que, si c'est de la chaux grasse dont on fait usage et qu'on ne l'emploie pas immédiatement après l'extinction, elle se soit trouvée dans l'intervalle absolument à l'abri du contact de l'air. Quant à l'état dans lequel doivent se trouver les matières qu'on lui présente, il suffit qu'elles aient éprouvé une forte cuisson, et qu'elles aient un certain degré de division, dont l'usage apprend à juger. Enfin, relativement au soin qu'on doit apporter à la fabrication même, il se réduit à opérer le mélange le plus complet qu'il est possible, ce qu'on obtient par une trituration longtemps prolongée, et qui doit être poussée assez loin pour qu'il y ait un commencement de combinaison, et que la masse du mélange paraisse entièrement homogène.

Les quantités relatives des matières dont les bétons sont composés ne peuvent être indiquées d'une manière positive, parce qu'elles dépendent de la nature de

ces matières, et des proportions dans lesquelles elles contiennent les éléments dont le mélange doit en définitif être formé (1). On détermine ces quantités par le moyen d'une suite d'expériences qui consistent à emplir des mélanges qu'on veut essayer de petites caisses percées de trous, à les plonger dans l'eau, et à observer ceux de ces mélanges diversement dosés qui ont acquis le plus de dureté dans le moindre espace de temps (2).

(1) Il se trouve des substances où ce mélange se trouve formé par la nature précisément dans les proportions convenables. Il suffit par conséquent de les torréfier, pulvériser et faire éteindre à la manière de la chaux, pour obtenir un mortier aussi bon, ou meilleur que celui qu'on fabrique artificiellement. La plus connue des matières qui se trouvent dans ce cas est la pierre *soliceo-calcaire*, de Boulogne. Son analyse a donné à M. Guyton les résultats suivants (Bulletin de la Société d'encouragement, 4e année, n° 13) :

Acide carbonique.	33,00.
Chaux.	40,30.
Silice	9,90.
Alumine	4,40.
Oxide de fer	11,30.
Eau et perte	1,10.

Cette pierre, traitée comme il vient d'être dit, fournit un béton de la plus grande perfection, quoiqu'elle ne contienne point d'oxide de manganèse; ce qui confirme que ce n'est point l'oxide de manganèse plutôt que l'oxide de fer qui donne à la chaux maigre ses propriétés, comme on l'avait cru d'abord d'après l'analyse de la pierre de Léna faite par Bergman.

(2) Nous allons indiquer ici quelques-unes des compositions qui ont été employées, afin de guider les essais, et d'offrir des termes de comparaison.

Pour les jetées de la nouvelle darce de Toulon, le béton était composé de la manière suivante (Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, ch. X) :

0,21 de chaux vive,
0,28 de pouzzolane,
0,07 de mâchefer concassé,
0,14 de sable pur,
0,30 de recoupes de pierre et blocailles.

On commençait par mêler la pouzzolane et le sable, et par en former un bassin dans lequel on faisait éteindre la chaux avec le moins d'eau possible : après avoir incorporé la chaux avec elles, on y ajoutait les recoupes et le mâchefer. Le mélange était ensuite fortement trituré, et on le laissait reposer pour ne l'employer qu'après qu'il avait acquis assez de consistance pour s'enlever à la pioche, ce qui arrivait au bout de vingt-quatre heures en été et de trois ou quatre jours en hiver.

On a employé pour la construction du radier du pont de Roanne un béton dosé comme il suit :

0,19 de chaux vive,

Les enrochements en béton s'exécutent par couches. Si le béton est enfermé dans un encaissement de charpente, on doit placer au pourtour de forts moëllons et des libages en boutisses, et il faut prendre des précautions contre la poussée qu'il manifeste quelquefois. Quand les parois de l'enrochement sont à découvert, on doit leur donner du talus, et les former par des forts moëllons rangés avec le plus de régularité possible.

Quand la profondeur d'eau est peu considérable, telle qu'un mètre ou un mètre et demi, on jette le béton à la pelle en le laissant couler avec précaution au fond de l'eau. Si la profondeur augmente, on emploie des trémies d'une forme à-peu-près semblable à celle que nous avons dit avoir servi pour le régalage du galet à l'écluse de Dieppe, et par le moyen desquelles le béton parvient au fond, sans avoir été exposé à l'effet du courant ou de l'agitation de l'eau. Mais ce dernier moyen ne peut guère servir quand il y a plus de 3 mètres d'eau. Il faut alors recourir (pl. X, fig. 9 et 10) à la caisse indiquée par Bélidor (1), dans laquelle le béton se trouve enfermé, et dont le fond peut s'ouvrir comme un clapet quand cette caisse est descendue près du terrain, ou à quelque autre moyen

0,33 de sable,
0,33 de gravier,
0,15 de cailloux ou moëllons cassés.

On étaignait d'abord la chaux sous le sable, en l'arrosant avec précaution; quand le premier mélange était broyé, on y ajoutait les autres substances.

M. Sgansin (Programmes du cours de construction) indique, comme ayant été employée avec succès dans plusieurs circonstances, la composition suivante :

0,25 de chaux vive,
0,30 de pouzzolane,
0,15 de gros gravier,
0,30 de blocailles ou recoupes de pierre.

Le béton employé dans les fondations du pont d'Jéna était composé comme il suit :

0,14 de chaux de Senonches,
0,07 de mâchefer,
0,29 de sable.
0,50 de meulière concassée.

On commençait par mélanger les trois premières substances : leur cube diminuait après le mélange de $\frac{2}{5}$. On les triturait ensuite avec la meulière, et le volume diminuait encore de $\frac{1}{7}$.

On voit que dans les diverses compositions que nous venons d'indiquer les proportions des parties sont à-peu-près les mêmes : la quantité de chaux varie suivant sa bonté et suivant qu'elle est plus ou moins propre à faire durcir promptement le mortier.

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, chap. X.

analogue. Quel que soit le procédé qu'on emploie, une partie plus ou moins considérable de la chaux se trouve presque toujours délayée dans l'eau. Si la fondation est exposée au courant, cette chaux est entraînée, mais si le béton est jeté dans un encaissement, elle se dépose sur ses couches.

SECTION III.

DES FASCINAGES.

Il est rare qu'on emploie en France les fascinages pour les fondations des ponts; cependant ce genre de construction, par le moyen duquel on parvient à dérober à l'action du courant les terrains les plus mobiles, peut offrir de grands avantages dans les fonds de sable et de gravier pour préserver des affouillements les piles des ponts de pierre et les palées des ponts de bois. M. Wiebeking s'en est servi utilement pour ce dernier objet.

On lit dans Bélidor (1) la description très détaillée des procédés employés pour l'exécution des épis de fascinages sur les rives du Rhin. D'après ces procédés, la couche de fondation est composée de fascines dirigées dans le même sens, et son épaisseur est ordinairement de cinq à six rangs de fascines, et dépend du volume qu'elle doit avoir pour soutenir le poids des travailleurs et permettre d'enfoncer les premiers piquets et de faire le premier clayonnage. On remplit alors l'intervalle des clayons en fascines posées en travers, et on en pose les rangs en les dirigeant alternativement dans un sens et dans l'autre. Ce n'est qu'après avoir formé ainsi deux ou trois rangs qu'on peut, sans faire couler l'ouvrage à fond, commencer à remplir de gravier l'intervalle des clayons. Il résulte de cette méthode que la partie inférieure de la construction, qui cependant est la plus exposée, n'est pas à beaucoup près composée aussi solidement que les parties supérieures.

M. Wiebeking indique (2) un procédé par le moyen duquel toutes les couches du fascinage sont construites de la même manière et offrent la même solidité, et qu'on peut employer quand le travail s'exécute au milieu d'une rivière et qu'il n'est pas possible de l'enraciner sur la berge, ainsi qu'il est d'usage. Ce procédé consiste à suspendre avec des cordes à l'échafaud des perches placées à fleur

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. IV, chap. II.

(2) Traité d'une partie essentielle de la science de construire les ponts, page 31.

d'eau ; on jette sur ces perches des fascines assujéties avec ce qu'on nomme *wippen* en Allemagne et en Hollande, c'est-à-dire avec d'autres fascines de 20 à 30 mètres de longueur, ayant seulement 15 centimètres de grosseur, et liées par des brins de saule de 16 en 16 centimètres. On y enfonce de petits piquets et on les recouvre de gravier. Les cordes portent une partie du poids de la première couche, et permettent d'exécuter la seconde : on les lâche peu à peu, à proportion de l'avancement du travail, et quand le fascinage a atteint le fond et qu'il se trouve élevé au-dessus des basses eaux, on le continue à l'ordinaire.

Le dessus du fascinage, quand il est sous l'eau, se recouvre avec les pierres les plus grosses qu'il est possible, qu'on tâche de ranger les unes à côté des autres, sans laisser de vides ni d'inégalités. Quant aux parties hors de l'eau, on peut mieux arranger les pierres dans les intervalles des clayons, les placer de champ et exactement juxta-posées, et faire entrer à force des piquets dans tous les vides afin de ne laisser, autant qu'il est possible, aucune prise à l'action du courant. Un ouvrage en fascinage exécuté de cette manière est en quelque sorte un nouveau fond qu'on crée à la rivière, et qui prête aux enrochements dont il est recouvert un appui plus stable et moins sujet à céder au courant, que le gravier dont le fond naturel était composé.

SECTION IV.

DES GRILLAGES ET PLATES-FORMES, ET DES BASSES PALÉES.

La manière la plus simple d'établir les plates-formes est de couvrir les files de pilots dans le sens de la longueur de la fondation par des chapeaux (pl. X, fig. 11 et 12), qui sont assemblés à chaque pieu par un tenon qu'on a conservé à sa tête en le récépant, et qui entre dans une mortaise pratiquée dans le chapeau. Sur ces chapeaux sont cloués perpendiculairement à leur direction les madriers, dont on a soin que les joints portent toujours sur un chapeau et se croisent les uns les autres.

Si on veut établir une liaison plus complète entre les files de pieux, on dispose des racinaux (pl. X, fig. 13 et 14) dirigés perpendiculairement aux chapeaux, et qui, entaillés avec eux à mi-bois, en maintiennent l'écartement. Quelquefois le dessus des racinaux est dans le même plan que le dessus des chapeaux, et alors ils sont comme eux couverts par les madriers : d'autres fois ils sont plus élevés, et se trouvent à l'affleurement de ces madriers. Si on ne

fait point passer les racinaux au-delà des chapeaux qui couvrent les files latérales de pieux, on doit les assembler à queue d'hyronde avec ces pièces. Quand l'étendue de la fondation est considérable, et que les cours de racinaux ou de chapeaux sont assez longs pour être faits en plusieurs pièces, leurs extrémités doivent se croiser par le moyen d'une entaille à mi-bois, et ce joint doit toujours porter sur un pieu et être assuré par un boulon. Les chapeaux et les racinaux sont nommés quelquefois longuerines et traversines.

On donne ordinairement aux chapeaux 25 à 30 centimètres d'écarrissage; celui des racinaux est un peu moins considérable. L'épaisseur des madriers est presque toujours de 10 à 12 centimètres. Quand on veut préserver les extrémités des madriers des chocs qu'ils pourraient recevoir, on donne aux chapeaux des files latérales assez d'épaisseur pour que le dessus affleure ces madriers, et on y forme une feuillure dans laquelle ils sont cloués.

Quand la fondation s'exécute par épuisement, la pose des différentes pièces des plates-formes n'offre aucune difficulté. Si le grillage doit être posé sous l'eau, après en avoir assemblé toutes les parties, soit sur un radeau, soit près du bord de la rivière, et l'avoir mis à flot, on le conduit sur l'emplacement de la fondation, et on le fait couler à fond, en l'arrêtant sur chaque pieu par le moyen d'une cheville de fer enfoncée dans des trous qu'on a dû percer d'avance.

Ce procédé suppose que le battage des pieux a été fait avec une certaine exactitude : sans cela il pourrait arriver que les pièces du grillage ne portassent pas exactement sur les files des pilots. Pour prévenir ce défaut, on doit augmenter la largeur des racinaux et la porter alors à 35 ou 40 centimètres; et si les têtes des pieux se trouvaient après le récépage assez mal alignées pour que cette précaution ne rassurât pas entièrement, il faudrait, au lieu d'un grillage, employer un fond de caisson, dont nous indiquerons plus bas la construction.

Quand le grillage est coulé à fond et fixé sur les pieux, on exécute les enrochements en pierre sèche ou en béton dont ses cases doivent être remplies, et il faut ensuite le recouvrir de madriers : on y parvient en assemblant ces madriers en panneaux, qu'on coule à fond et qu'on arrête sur les racinaux avec des chevillettes. Ces chevillettes sont posées d'avance dans leurs trous, et on achève de les enfoncer par le moyen d'une barre de fer dont la tête est au-dessus de l'eau et sur laquelle on frappe avec une masse.

Quand les madriers doivent reposer sur des cours de racinaux qui ne sont reliés par aucune pièce transversale, on peut, ou clouer d'avance les madriers sur les chapeaux et échouer ensuite la plate-forme d'une seule pièce, ou échouer

séparément chaque racinal sur chaque file de pieux, et poser ensuite les madriers par panneaux. Ce dernier procédé est préférable quand le battage n'a pas été très bien fait, parce que, permettant de dévier un peu les racinaux de leur position, il donne le moyen de les faire porter plus exactement sur les pilots.

Les plates-formes de fondation, construites ainsi sous l'eau, offrent, si le travail a été fait avec soin, la même solidité que celles exécutées par épuisements. A la vérité, les racinaux ne sont point liés aux pieux par des tenons ; mais ces tenons sont remplacés par des chevilles de fer, et on a observé d'ailleurs que le poids des constructions faisant comprimer les fibres du bois des racinaux, la tête des pieux s'y encastrait de 1 ou 2 centimètres, ce qui doit opérer une liaison aussi parfaite qu'on peut la désirer. Ces plates-formes doivent avoir, au-delà du parement de l'assise de fondation, une saillie qui ne peut être au-dessous de 20 centimètres : on l'a faite au pont d'Orléans de 1,6 mètre. Les madriers doivent être partout d'égale épaisseur et joints avec soin.

Les fondations des perrés, des crèches, etc., sont souvent assurées par le moyen d'une file de pieux, dont la distance est au plus d'un mètre. Ils doivent être reliés entre eux, et pouvoir se prêter appui mutuellement : on les coiffe à cet effet d'un chapeau (fig. 19 et 20) assemblé à chacun par un tenon et une cheville barbelée, ou, ce qui est préférable, on y adapte une entretoise (fig. 15 et 16) entaillée à la rencontre de chaque pieu, et serrée avec chacun par un boulon : il vaut mieux encore, au lieu d'une entretoise, en placer deux (fig. 17 et 18).

Les mêmes dispositions s'emploient quand les pieux sont accompagnés de palplanches, dont il est important que le chapeau (fig. 23 et 24) ou les entretoises (fig. 25 et 26) empêchent le déversement : la tête des palplanches est alors clouée contre ces pièces. Quelquefois on cloue derrière les pieux (fig. 21 et 22) des madriers posés horizontalement : ils suffisent pour soutenir la maçonnerie quand les affouillements ne peuvent descendre au-dessous du dernier rang de madriers ; mais, si cela arrivait, ils ne pourraient en prévenir la destruction, et c'est pourquoi les palplanches, qu'on peut enfoncer plus profondément, sont préférables. Ces constructions ne peuvent guère s'exécuter qu'avec le secours des épuisements, lorsque les chapeaux ou les entretoises doivent se trouver au-dessous des basses eaux. On peut cependant coiffer sous l'eau une file de pieux d'un chapeau, en renonçant à y pratiquer des tenons, et se bornant à l'assujétir par des chevilles de fer, ce qui est moins solide. Il serait plus difficile de poser sous l'eau des entretoises : mais on peut les adapter aux pieux avant d'achever

le battage. Il ne faut rien négliger pour placer les pièces de charpente assez bas pour que l'eau ne les laisse jamais à découvert : c'est le seul moyen d'en assurer la conservation.

Il en est de même à l'égard des cours de moises qui assujétissent les pieux des basses palées des ponts de bois : si la rivière est profonde, ou le fond perméable à l'eau, on ne peut pas y établir de bâtardeaux pour la pose de ces pièces, mais on y supplée par le procédé suivant. A, A, A... (pl. X, fig. 27 et 28) sont les pieux d'une basse palée; BC' est une sorte de caisson composé de deux parties égales BC, B'C', qu'on fait flotter séparément jusqu'à l'emplacement de la palée, et qu'on rapproche ensuite de manière à ce que les pieux A, A... passent au travers des ouvertures circulaires E, E... réservées à cet effet. On a soin de calfater les joints des deux parties du caisson, de manière à les rendre étanches; on cloue ensuite sur les bords des ouvertures E, E... des cuirs, ou même des morceaux de l'étoffe, connue sous le nom de toile imperméable, qu'on fait passer en dessous du fond du caisson, et qu'un plongeur va lier en DD à une profondeur suffisante avec une corde qui fait le tour du pieu, contre lequel elle serre exactement la toile ou le cuir. Tout passage est alors interdit à l'eau dans l'intérieur du caisson, et, en le faisant plonger, on peut récéper et moiser sans difficulté les pieux au-dessous du niveau de la rivière. L'ouvrage terminé, on coupe les toiles, et on sépare les deux parties du bateau pour les employer à une autre palée.

SECTION V.

DES CAISSONS.

Le fond des caissons employés pour le quai du port de Toulon, dont Bélidor a donné la description (1), était formé par des pièces de 27 centimètres d'écarrissage (pl. XI, fig. 1 et 2) dirigées dans le sens de la longueur, espacées à 70 centimètres de milieu en milieu, et croisées à angles droits par des bordages de 11 centimètres d'épaisseur cloués dessous. A l'égard des caissons de la cale (2), les longuerines (fig. 3 et 4) étaient croisées par des traversines entaillées à leur rencontre sur la moitié de leur épaisseur. Les pièces doubles AA, BB, qui

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, chap. XI.

(2) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, chap. XI.

saillent au-dessus du niveau des traversines, servaient à contenir la maçonnerie au pied de laquelle elles se trouvaient placées.

Labeylie crut devoir employer beaucoup plus de bois dans les caissons du pont de Westminster (fig. 6 et 7, dont la première représente la coupe du caisson sur la largeur, et la seconde la moitié du plan d'une des extrémités). Il en composa le fond d'un grillage formé par des longuerines de 30 centimètres d'écarrissage, espacées à 65 centimètres de milieu en milieu, et croisées à angle droit par des plates-formes de 15 centimètres d'épaisseur. Sous les longuerines était cloué un bordage de 15 centimètres; un autre bordage était placé au pourtour du grillage sur l'espace qui n'était point occupé par la maçonnerie. Le contour extérieur était d'ailleurs formé par une pièce triple dont la hauteur était égale à celle des longuerines et des bordages réunis, et qui portait en dessous une demi-feuillure dans laquelle le bordage était cloué (1).

Ces dispositions conviennent spécialement aux caissons qui doivent, comme les précédents, reposer sur un terrain régalé de niveau. Le bordage de dessous n'a d'autre objet que de former la caisse et de s'opposer au passage de l'eau. Les longuerines et les traversines sont assez rapprochées pour que les pierres qui composent la première assise puissent reposer au moins sur deux de ces pièces. Leur objet est de former un grillage qui présente à la maçonnerie une base un peu plus sûre et plus égale que le terrain naturel, et leur système est assemblé de manière à offrir la solidité convenable dans les différentes manœuvres du caisson. C'est encore dans le même esprit que le fond du grand caisson, construit par M. Groignard pour la forme de Toulon, a été conçu. Il offre (fig. 5 et 6) des traversines composées chacune de deux cours de pièces de 32 centimètres d'écarrissage, posées verticalement l'une sur l'autre et boulonnées : elles sont espacées tant plein que vide, et reliées par des longuerines éloignées de 4,55 mètres de milieu en milieu, qu'on appelait *quilles*, en les assimilant mal-à-pros aux quilles des vaisseaux, avec lesquelles elles n'ont aucun rapport. Ces longuerines sont formées de quatre cours de pièces ayant également 32 centimètres d'écarrissage : trois sont placées jointivement en dessous, et une en dessus ; toutes sont entaillées à la rencontre des traversines et assujéties par des boulons. Dans les intervalles des longuerines sont cloués sous les traversines des bordages de

(1) Il est d'usage en France de nommer cette pièce *chapeau*, parce que, quand le caisson est mis en place et porte sur un pilotis, elle fait la fonction des chapeaux plus épais qu'on place quelquefois sur les files extérieures des pilots de fondation, et dans lesquels les racinaux viennent s'assembler.

11 centimètres d'épaisseur. Eu égard à la grande étendue de ce caisson, dont la longueur était de plus de 97 mètres et la largeur de plus de 31 mètres, il était peut-être utile d'employer une aussi grande quantité de bois pour lui donner la solidité convenable.

Quand un caisson doit reposer sur un pilotis, les enrochements étant arrasés un peu au-dessous des têtes de pieux, qui sont alors l'unique appui de la construction, l'objet qu'on doit se proposer dans la disposition du fond du caisson est de reporter tout le poids de la maçonnerie sur les pilots. Ce qui se présente de plus simple est d'imiter la construction des grillages et plates-formes, en disposant des chapeaux et des racinaux correspondants aux files des pieux sur lesquelles ils viendraient se placer lors de l'échouage du caisson, et les recouvrant par des madriers : et effectivement cette disposition a été employée, et pourra l'être toutes les fois que la fondation sera établie peu au-dessous du niveau des basses eaux. Mais si la plate-forme devait descendre à quelques mètres au-dessous de l'étiage, on ne pourrait continuer à s'en servir, parce qu'on ne peut espérer qu'à cette profondeur les têtes des pieux se trouvent assez bien alignés pour que les racinaux portent exactement dessus. Il faut alors composer le fond du caisson de pièces jointives ou presque jointives.

Le fond des caissons du pont de Saumur (fig. 8 et 9), les premiers qu'on ait fait porter sur un pilotis, a été ainsi formé par des racinaux jointifs de 32 centimètres d'écarrissage, qui venaient s'assembler à embreuvement dans des chapeaux de 44 centimètres de hauteur sur 50 centimètres de largeur : un racinal sur trois portait des queues d'hyronde à chaque extrémité, et les chapeaux étaient en outre reliés d'un côté à l'autre du caisson par des tirants de fer de 54 millimètres de grosseur, taraudés et garnis d'écrous à leurs extrémités. Une plate-forme en madriers jointifs de 11 centimètres d'épaisseur recouvrait toute la surface du fond, qui offrait ainsi un massif continu en bois de 44 centimètres de hauteur. Les caissons du quai de Rouen, qui portent également sur des pieux, ont été construits d'une manière semblable.

On a encore suivi les mêmes procédés pour le caisson de l'écluse de Dieppe (fig. 10 et 11), quoiqu'il dût reposer sur du galet mis de niveau avec le plus grand soin, et couvert d'un lit de glaise et d'un matelas de mousse. Le fond est formé de racinaux jointifs de 27 centimètres, recouverts par des madriers également jointifs de 11 centimètres d'épaisseur. Les racinaux sont posés en travers du caisson et reliés dans le sens de sa longueur, indépendamment du bordage, par des cours de longuerines espacées de 3 en 3 mètres boulonnées dessus, et

par des tirants en fer posés sous ces longuerines. La longueur du caisson était de 30 mètres, et la largeur de 18 : il était donc beaucoup moins grand que celui de la forme de Toulon, et il ne paraît pas que sa construction fût à beaucoup près aussi bien entendue. Si, comme on l'a fait aux premiers caissons dont nous avons parlé, on avait mis le bordage sous les racinaux au lieu de le mettre dessus, on aurait pu supprimer un racinal ou même deux sur trois : et en employant la même quantité de bois, il aurait été préférable de doubler les racinaux dans le sens de la hauteur, ce qui eût rendu plus difficile le brisement du fond, lorsqu'il s'est fait sous le radier des affouillements qui ont occasionné la destruction de l'écluse.

Les caissons employés aux ponts du Louvre et d'Austerlitz, à Paris, ont offert encore des dispositions semblables à celles dont nous venons de parler. Les chapeaux étaient reliés en travers du caisson, comme à Saumur, par des tirants de fer qui le traversaient dans toute sa largeur, et dans le sens de la longueur par d'autres tirants également en fer, et posés comme au caisson de Dieppe. Mais dans la fondation du pont d'Jéna, la construction du fond (pl. XI, fig. 12, 13 et 14) a été perfectionnée et simplifiée. Il est seulement composé de racinaux jointifs de 22 centimètres d'épaisseur, assemblés à embreuvement et d'espace en espace à queue d'hyronde avec les chapeaux. Ces pièces sont reliées dans le sens de la longueur par cinq cours de plates-formes, clouées avec des chevilles barbelées, et dans le sens de la largeur par des boulons qui, au lieu de traverser d'un côté à l'autre du caisson, ne saisissent que l'extrémité du racinal, leur écrou étant placé dans une entaille. Quant aux joints des pièces qui composent les chapeaux, ceux qui se trouvent sur la longueur sont faits en écart et à tenon et mortaise, et sont assurés par des plates-bandes de fer boulonnées, et ceux des angles, qui demandent le plus d'attention, sont faits à tenon et mortaise, en donnant plus de largeur au tenon du côté du dedans que du côté du dehors, et à l'extrémité qu'à l'origine ; ce qui, indépendamment des équerres en fer, ne permet pas qu'il se fasse aucune disjonction.

Quant aux bords, ceux du caisson de la cale de Toulon (fig. 3 et 4) avaient peut-être déjà plus de force qu'il n'était nécessaire. Ceux des caissons du pont de Westminster (fig. 6 et 7), formés par des pièces jointives de 30 à 23 centimètres d'épaisseur, entièrement recouvertes en dedans et en dehors par des bordages de 8 centimètres d'épaisseur, sont encore plus chargés de bois. Les bords des caissons de Saumur (fig. 8 et 9) sont également composés de pièces horizontales superposées ; mais elles n'ont que 25 centimètres d'épaisseur, et le bordage in-

térieur et extérieur est supprimé. Le caisson de la forme de Toulon (fig. 5 et 6) a ses bords construits de la même manière que le fond, par suite apparemment de l'idée qu'avait le constructeur de conserver l'analogie avec la charpente des vaisseaux. Les caissons employés aux derniers ponts bâtis à Paris offrent dans leurs bords une disposition plus économique et mieux entendue. Ils sont composés (fig. 12, 13 et 14) de poteaux espacés à environ 3 mètres, et portant de chaque côté des rainures dans lesquelles aboutissent les madriers de 7 centimètres d'épaisseur qui forment les côtés, et qui sont entretenus d'un poteau à l'autre par des traverses de 8 centimètres d'épaisseur, l'une verticale et les deux autres inclinées. Les poteaux portent un tenon qui entre dans une mortaise pratiquée dans le chapeau. Les bords sont reliés, tant dans le sens de la longueur du caisson que dans le sens de sa largeur, par des entretoises qui se placent au-dessus.

Les bords des caissons veulent être fixés et liés avec le fond le plus exactement possible : mais comme ils doivent s'enlever quand la maçonnerie et suffisamment avancée, il faut les disposer de manière qu'ils puissent être facilement détachés. On a employé pour ces deux objets, aux ponts de Westminster et de Saumur, un moyen assez ingénieux, mais moins simple et moins efficace que celui que M. Lamandé lui a substitué, et qui ne laisse rien à désirer. On voit dans les figures 11 et 12 que des courroies en fer, disposées au pourtour du caisson, portent à leur extrémité inférieure une boucle qui saisit un crochet fixé dans le chapeau, et que leur extrémité supérieure qui passe au travers d'une entretoise est taraudée, et reçoit un écrou qu'il suffit de serrer pour faire joindre exactement les bords au fond, et de desserrer pour les enlever librement.

Quand les caissons ont une étendue un peu considérable, leur mise à l'eau ou lancement devient une opération délicate. Bélidor ne rapporte point comment on a lancé les caissons qui ont servi pour le quai et pour la cale de Toulon. Ceux du pont de Westminster ont été mis à l'eau en les soutenant sur des châssis appuyés contre des pieux et posés verticalement, mais qui pouvaient tourner sur leur traverse inférieure, et s'abaisser en s'inclinant. On a employé à Saumur (1) un moyen différent, qui consistait à établir le caisson sur un châssis horizontal, composé de coulisses assemblées convenablement, à faire porter ce châssis sur un chapeau correspondant à l'axe longitudinal du caisson, en le soutenant de chaque côté par des cales, et pour le lancement, à faire d'abord pencher le caisson vers la terre, ce qui donnait la facilité d'ôter les cales du côté de l'eau,

(1) Description des travaux hydrauliques de L. A. de Cessart, tome Ier, page 16.

et à soulever ensuite avec des cries le côté opposé du châssis, jusqu'à ce qu'il eût pris assez d'inclinaison pour laisser glisser le caisson.

Ces moyens deviennent impraticables quand les caissons sont faits sur de grandes dimensions. Dans les travaux sur l'Océan, on peut profiter de l'effet des marées; et c'est ainsi que le caisson de l'écluse de Dieppe, construit sous l'abri d'une digue derrière laquelle la marée ne montait pas aussi haut qu'en pleine mer, a été lancé. La Méditerranée n'offrant pas à cet égard les mêmes ressources que l'Océan, le caisson de la forme de Toulon a été mis à l'eau d'une autre manière. Il avait été construit sur un radeau fait avec des bariques vides assemblées par des mâts de sapin. Quand on a voulu le faire flotter, il a suffi de faire remplir d'eau les bariques, en tirant avec des cordes, qui y avaient été attachées, les bouchons qui les fermaient. Alors le radeau a plongé, en laissant le caisson en liberté.

C'est encore dans les procédés de la construction des derniers ponts de Paris qu'il faut chercher la méthode la plus simple et la plus sûre pour le lancement des caissons. Elle consiste à établir un échafaud (dont la fig. 15, pl. XI, représente le profil, et la fig. 16 une portion du plan), composé de fermes supportant des coulisses espacées à 3 ou 4 mètres, et en aussi grand nombre que l'exige la longueur du caisson : ce dernier est établi sur des chantiers, et, après sa construction, on le soutient par des cries, pour avoir la facilité d'enlever les cales qui le supportent : ces mêmes cries servent ensuite à le laisser descendre doucement et reposer sur les coulisses sur lesquelles il glisse à l'eau (1).

Les caissons pour les piles des ponts et pour les murs de quai ainsi lancés par le travers, ne peuvent courir aucun danger. Mais ceux des culées ont quelquefois assez de largeur pour donner lieu à craindre que le fond, lors de la mise à l'eau, ne vienne à se briser dans le milieu au moment où un des côtés est supporté par le fluide, tandis que l'autre porte encore sur les coulisses. On a employé pour le caisson d'une des culées du pont d'Jéna une disposition qui prévenait toute inquiétude à cet égard. Elle consistait à placer dans l'intérieur des armatures consistant dans une traverse posée sur le fond, fortifiée conve-

(1) On diminue le frottement et on facilite le glissement en ne faisant pas porter immédiatement le fond du caisson sur les coulisses, mais en plaçant entre deux de petites traverses en bois dont le dessous est graissé comme les coulisses, et dont le dessus est garni de têtes de cloux; et pour éviter que le caisson ne vienne à glisser sur ces traverses et ne les laisse en arrière, on met sous le fond du caisson quelques cloux, ce qui les arrête suffisamment.

nablement vers le milieu, et armée au moyen de deux décharges et d'un poinçon liés solidement avec elle : cette traverse était elle-même attachée au fond du caisson par des tire-fonds; on avait placé plusieurs armatures semblables dans le sens de la largeur du caisson, et même dans le sens de sa longueur, parce qu'il arrive quelquefois que le caisson glisse plus promptement à une extrémité qu'à l'autre.

On pourrait employer des dispositions analogues pour empêcher les caissons de s'arquer; mais l'expérience prouve qu'il est inutile, même dans les plus grands, de prendre des précautions contre cet effet.

De la manière de raccorder les constructions exécutées dans des caissons séparés.

Lorsque les fondations faites dans des caissons ont assez de longueur pour qu'il soit nécessaire de les partager en parties fondées isolément dans des caissons séparés, il faut, après la fondation, raccorder et lier entre elles ces différentes parties.

Bélidor a décrit le moyen dont on s'est servi pour le mur du quai de Toulon. Il se réduit à battre des deux côtés du mur, au droit de l'interruption qu'offre la maçonnerie, des palplanches qui en touchent les parements aussi exactement qu'il est possible : on jette ensuite dans le coffre, formé de cette manière, du béton qui prend corps avec les deux murs, et les unit d'autant mieux qu'on a eu soin de laisser des harpes de chaque côté.

M. de Cessart a employé au quai de Rouen une méthode différente qui consiste à former, aussi bas que le niveau de l'eau le permet, une petite voûte qui porte de chaque côté sur la maçonnerie fondée dans les deux caissons, et sur laquelle on prolonge les assises de la partie supérieure du mur.

Quoiqu'il n'y ait aucune objection à faire contre l'un ou l'autre de ces deux procédés sous le rapport de la solidité des constructions, ils laissent cependant quelque chose à désirer : on veut qu'il ne reste après l'exécution d'un travail aucune trace des moyens qui ont été employés, et que, dans l'aspect extérieur des édifices, il ne paraisse rien dont on ne puisse apercevoir le but d'utilité. M. Lamandé s'est servi, pour la construction du quai de Billy, d'une méthode qui remplit complètement cet objet, et dont nous allons donner l'explication.

Les fig. 17 et 18, planche XI, représentent l'élévation et le plan des extré-

mités de deux caissons où la maçonnerie est élevée au-dessus de l'eau, et qu'il s'agit de raccorder. Ces caissons ont été échoués à la suite l'un de l'autre, de manière à laisser entre les chapeaux qui les terminent un intervalle de 25 à 30 centimètres. Leurs bords ont été enlevés, à l'exception des derniers panneaux. Pour effectuer le raccordement, on descend et on fixe avec des tire-fonds dans l'intervalle des chapeaux une pièce de bois AA, taillée de manière à le remplir exactement, et enveloppée d'une étoffe de laine imbibée d'huile. On place ensuite dans les rainures préparées à cet effet dans les derniers poteaux des madriers MM, qui unissent les bords d'un caisson à l'autre. Enfin on forme avec de la terre glaise entre ces bords et les parements de la maçonnerie, de petits bâtardeaux B, et on pilonne aussi de la glaise sur la jonction des deux fonds. Alors ce que M. Lamandé a nommé *faux caisson* se trouve formé : et en épuisant l'eau avec une vis d'Archimède, qui suffit pour enlever le produit des filtrations, on peut en mettre le fond à-peu-près à sec et poser les pierres qui rempliront l'intervalle resté dans la maçonnerie.

Cette méthode réussit très bien quand la fondation n'est pas établie à une grande profondeur. Il serait difficile de rendre étanche le faux caisson, si la charge d'eau était considérable. D'ailleurs elle suppose nécessairement que les plates-formes des deux caissons sont échouées au même niveau. Si les portions de maçonnerie qu'il faut raccorder étaient fondées à différentes profondeurs, ou que le fond du caisson fût placé à quelques mètres sous les basses eaux, il n'y aurait pas de meilleur parti à prendre que de construire de petites voûtes, comme il a été dit ci-dessus.

NOTE PREMIÈRE

Sur la vîtesse nécessaire à l'eau pour entraîner différentes matières.

M. Dubuat a fait, sur la manière dont les eaux courantes charient les matières qui se trouvent au fond des lits, des observations curieuses qu'on trouvera dans ses Principes hydrauliques, Ire partie, section II, chap. III, et IIe partie, section Ire, chap. VII. Il a tenté quelques expériences sur la vîtesse de régime qui convient à des fonds de différente nature, dont les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

VITESSE du fond du courant par seconde.	ARGILE brune propre à la poterie.	GROS sable jaune.	GRAVIER DE LA SEINE, gros comme une graine d'anis.	GRAVIER DE LA SEINE, gros comme un pois au plus.	GRAVIER DE LA SEINE, gros comme une petite fève de marais.	GALETS de mer arrondis, de 27 centimètres de diamètre au plus.	PIERRES à fusil anguleuses du volume d'un œuf de poule.
mètres.							
1,219	emportée.	emporté.	emporté.	emporté.	emporté.	emportés.	emportées,
0,975	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	régime.
0,650	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	régime.	stable.
0,474	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	stable.	*Idem.*
0,325	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	régime.	*Idem.*	*Idem.*
0,217	*Idem.*	régime.	*Idem.*	*Idem.*	stable.	*Idem.*	*Idem.*
0,189	*Idem.*	stable.	*Idem.*	régime.	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*
0,162	dépose du sable fin.	*Idem.*	*Idem.*	stable.	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*
0,108	*Idem.*	*Idem.*	régime.	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*
0,081	régime.	*Idem.*	stable.	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*	*Idem.*
	PESANTEUR SPÉCIFIQUE DES MATIÈRES.						
	2,64	2,36	2,545	2,545	2,545	2,614	2,25

dans lequel le mot *régime* signifie qu'à la vîtesse qui lui répond les matières soumises à l'épreuve avaient de la stabilité, et qu'à un degré de vîtesse de plus elles étaient emportées par le courant. Elles étaient posées sur le fond d'un canal factice exécuté avec des madriers.

Pour comparer ce résultat à la théorie exposée dans le texte, soit fait dans l'équation $c = \frac{H}{n}$, $n = 1,25$ et $H = 0,0484$ mètre, ce qui est la hauteur due à une vîtesse de 0,975 mètre : on trouvera $c = 4$ centimètres, ce qui est précisément la grosseur qu'on doit supposer aux

cailloux anguleux auxquels se rapporte la dernière colonne du tableau, d'après l'indication qui en est donnée.

Nous rapporterons ici quelques observations qui offriront des termes de comparaison pour se former une idée de la vitesse des fleuves.

Vitesse ordinaire par seconde des petites rivières des environs de Paris, dont la pente est 0,00018 . . . . . 0,28 mèt.

Vitesse de la Seine entre le pont des Tuileries et le Pont-Neuf, observée par Mariotte . . . . . 0,47.

Vitesse de la Seine entre Surène et Neuilly, observée par Chézy, la hauteur sur l'étiage étant 1,26 mètre et la pente 0,000125 . . . . . 0,78.

Plus grande vitesse de la Tamise, à Londres, pendant le flux. . . . . 0,90.

Pendant le reflux. . . . . 0,76.

Vitesse du Tibre, à Rome, pendant les basses eaux. . . . . 1,00.

Vitesse du Danube, à Ebersdoff, dans les basses eaux. . . . . 1,05.

Dans les grandes eaux, cette vitesse varie de 2,21 à 3,79 mètres.

Vitesse de la Loire, la pente étant 0,000382 . . . . . 1,30.

Vitesse du Rhône, à Arles, dans les basses eaux . . . . . 1,46.

Vitesse du Rhône, à Beaucaire, à la même époque. . . . . 1,60.

Vitesse ordinaire de la Durance, depuis Sisteron jusqu'à son embouchure, la hauteur des eaux sur l'étiage ne surpassant point 3 mètres . . . . . 2,60.

Vitesse du Maragnon au droit du Pongo, observée par M. de la Condamine. . 3,90.

Vitesse d'un torrent provenant d'une fonte de neige causée par l'éruption d'un volcan, observée en Amérique par Bouguer. . . . . 7,80.

NOTE II.

Sur le transport des gros blocs de pierres qui servent dans les enrochements à la mer.

On peut voir dans Bélidor (1) la description des pontons qu'on employait de son temps pour aller chercher des blocs sur le rivage, et la manière dont on chargeait ces blocs par le moyen d'un pont-levis sur lequel ils étaient élevés avec un treuil mu par une roue à chevilles. M. de Cessart a donné (2) les dessins d'une machine qu'il avait composée pour le versement des blocs de la digue de Cherbourg. Elle consiste dans une chèvre mobile portée sur un ponton, et qui, s'inclinant en avant, va soulever le bloc chargé dans un bâtiment qui se place contre le ponton. Cette chèvre reprend ensuite la position verticale, pour déposer le bloc qu'elle a élevé sur la partie supérieure d'un plan incliné le long duquel le bloc glisse dans l'eau. M. Brémontier a employé un ponton disposé d'une manière ingénieuse, pour descendre et arranger sous l'eau des blocs factices servant à la construction d'une digue à Saint-Jean-de-Luz (3).

La difficulté du chargement et du déchargement des grandes pierres, quand on veut les porter sur des bâtiments, à engagé M. Ferregeau à se servir d'un autre moyen de transport pour les blocs employés aux enrochements du fort du Boyard. Il consiste (pl. X, fig. 7 et 8) à fixer le bloc à deux tonnes vides, accouplées et assujéties l'une à l'autre par le moyen d'un appareil de charpente et par des cordages qui les entourent. Le bloc est porté par une chaîne qui va s'attacher à un cordage passant sur les tonnes, et uniquement retenu par le petit levier de fer *a*. Ce levier est maintenu dans sa position verticale par un déclit, dont il est facile d'imaginer la disposition, et qu'on lâche au moment où on veut faire échouer le bloc et opérer le déchargement. Quant au chargement, on conçoit que l'appareil étant disposé sur le bord de la mer, il se met à flot de lui-même quand la marée vient à monter.

On a transporté de cette manière un bloc de 15 mètres cubes, pesant 37500 kilogrammes : l'appareil représenté par la figure aurait pu porter un bloc de plus de 18 mètres cubes.

(1) Architecture hydraulique, IIe partie, liv. III, chap. X.

(2) Description des travaux hydrauliques, tome II, page 333.

(3) Traité de charpenterie, par Krafft.

CHAPITRE IV.

DE LA CONSTRUCTION DES PARTIES SUPÉRIEURES.

Du levage des cintres et des travées des ponts de charpente.

Les échafauds servant au levage des cintres ou des ponts de charpente doivent être établis un peu au-dessus de leurs naissances. Ils sont composés de files de pieux dirigées dans le sens de l'axe du pont, et espacées à 2 ou 3 mètres. Les pieux de chaque file peuvent être éloignés les uns des autres de 4 à 5 mètres. On pose sur ces pieux des chapeaux arrêtés avec des chevilles de fer qui reçoivent les madriers de sapin formant le plancher. L'échafaud est ordinairement construit lui-même en sapin : les pieux et les chapeaux peuvent avoir environ 25 centimètres de grosseur ; l'épaisseur des madriers est de 6 à 8 centimètres. Quand la hauteur du plancher au-dessus du fond ne surpasse pas 4 ou 5 mètres, l'échafaud est suffisamment moisé par les chapeaux : dans le cas contraire, il est indispensable de le contreventer avec de grands madriers inclinés, cloués contre les pieux, ou attachés par des boulons.

Les premières pièces de fermes près des naissances se mettent facilement en place, et leurs extrémités sont soutenues par des cales. On emploie ensuite des trétaux, sur lesquels on pose des traverses qui reçoivent de nouveaux madriers et forment un second plancher. On en construit de la même manière un troisième, si la hauteur du cintre l'exige. Quand une ferme est assemblée, on ôte les cales qui en soutiennent toutes les pièces; et en plaçant de chaque côté des étaies inclinées, on la met exactement dans le plan vertical où elle doit se trouver, dont la trace a été repairée sur l'échafaud. Lorsque toutes les fermes ont été ainsi levées, on taille et on pose les moises transversales, les entretoises et les contrevents qui doivent les réunir.

Quand les fermes des ponts sont formées par un assemblage de courbes (pl. IV, fig. 17), l'exacte liaison des pièces de chaque ferme permet d'employer un procédé plus simple, qui consiste à assembler ces pièces à plat sur l'échafaud, et à lever la ferme toute entière pour la laisser ensuite descendre verticalement dans les entailles qui doivent la recevoir. C'est ainsi qu'ont été levées les arches du pont de Choizy, qui ont 20 mètres d'ouverture, et où les fermes avec leurs fer-

rures pesaient chacune environ 8300 kilogrammes. Elles étaient soulevées par quatre petites chèvres. Le levage commençait par la ferme d'amont; et pour donner la facilité d'assembler et de poser la ferme d'aval, on avait fait l'échafaud plus large de ce côté. Les arches ont été levées les unes après les autres, et le même échafaud a servi pour toutes.

Les grands ponts construits par M. Wiebeking, en Bavière, ont été levés par d'autres procédés appropriés à leur genre de construction. Les ponts de charpente étant généralement faits en France avec des pièces de chêne d'une médiocre longeur, taillées dans le chantier suivant la forme et la courbure qu'elles doivent offrir dans l'ouvrage exécuté, ne comportent que les procédés ordinaires de la charpente. Les fermes sont successivement établies sur l'épure, assemblées et démontées, et n'exigent au levage aucun effort pour être posées suivant la forme des cintres. Dans les ponts de Bavière, ces cintres sont formés de longues pièces droites en sapin, ou en bois d'une nature analogue, qu'il faut faire plier avec effort, et qui, se redressant ensuite et ne conservant qu'une partie de la courbure qu'elles ont reçue dans le chantier (1), exigent qu'au levage on les soumette de nouveau à une certaine force pour leur faire reprendre la forme qu'elles doivent conserver. Cette différence dans la nature des matériaux en entraîne nécessairement une dans les procédés d'exécution. Les fermes sont assemblées au chantier dans la position verticale, au moyen d'un échafaud composé de palées coiffées de chapeaux, et supportant des pièces sur lesquelles on établit d'abord les entretoises qui se trouvent au-dessous des courbes. Ces courbes sont ensuite placées en commençant par celles voisines des naissances, qu'on fixe d'abord à leur extrémité inférieure, et que, par le moyen d'une chaîne attachée à l'autre extrémité, on fait plier sur les entretoises. Elles sont maintenues dans cette position par des pièces de bois entaillées, qui, faisant à-peu-près la fonction des moises pendantes de nos ponts, saisissent par le bas quelque pièce de l'échafaud. Quand le premier cours de courbes d'une ferme est entièrement posé, on passe au second; et si, en faisant plier les pièces, celles du dessus ne joignaient pas exactement celles de dessous, on les tabletterait de manière à obtenir une entière juxta-position. Toute la charpente du pont ayant été ainsi établie, en y comprenant même les entretoises et les contrevents, on la démonte, et le levage

(1) Lorsqu'après avoir établi la charpente du pont dans le chantier, on la laisse sécher pendant quelques mois avant de la démonter, les pièces courbées perdent une partie de leur élasticité, et conservent beaucoup mieux la forme qu'on leur a donnée.

s'exécute sur la rivière au moyen d'un échafaud porté sur des palées; par des procédés absolument semblables, ces palées offrant les points d'appui nécessaires pour recevoir les courbes et leur faire reprendre leur courbure.

Le levage des cintres et des travées n'exige pas indispensablement la construction d'un échafaud porté sur des pieux : on peut en établir un sur deux bateaux assemblés. Ce procédé est plus économique, mais moins sûr et moins commode, et il exige la plus grande attention aux variations du niveau de la rivière. On pourrait l'employer de préférence dans le cas où on leverait à la fois une ferme entière, la mise en place de cette ferme n'exigeant alors qu'un temps très court, pendant lequel le niveau de l'eau ne peut pas varier sensiblement.

Du service de la maçonnerie pour les piédroits et les voûtes.

Lorsque les fondations se font par épuisement, les bâtardeaux, s'ils communiquent aux rives du fleuve, servent de chemins pour le transport des matériaux. Quand ces bâtardeaux ont disparu, ce transport se fait sur des bateaux pontés. Si le niveau de la maçonnerie est au-dessous de celui des bateaux, les pierres sont descendues par le moyen de quelques pièces de bois mises en pente les unes à côté des autres, que les ouvriers nomment *coulottes*, et sur lesquelles on laisse glisser la pierre. C'est aussi de cette manière qu'on la fait descendre dans l'intérieur des caissons. Si la maçonnerie est plus élevée que le bateau, ces pierres sont soulevées par des machines établies ordinairement sur un bateau placé à côté de la pile en construction : et alors il n'y en a point de plus avantageuse que la grue, qui peut aller prendre les pierres et les porter au point où elles doivent être posée, sans qu'on les fasse jamais mouvoir sur des rouleaux. C'est ainsi qu'on élève la maçonnerie des piles, et que, dans les voûtes en plein cintre et en anse de panier, on pose les premières assises de voussoirs qui peuvent se soutenir sans le secours du cintre. Ce travail termine ordinairement une campagne, et le commencement de la suivante est employé au levage des cintres et aux dispositions préliminaires pour la construction des voûtes.

Il y a différentes manières de faire le service de la maçonnerie des voûtes; et pour mettre le lecteur à même d'agir avec connaissance de cause sur cet important objet, nous allons indiquer succinctement les principales méthodes qu'on a suivies.

Le pont d'Orléans est le premier pour lequel on sache positivement comment ont été exécutées les différentes parties de la construction. Les piles étant sus-

ceptibles de résister à la poussée des arches, ces arches ont été faites successivement : savoir, les trois premières en 1755 ; la quatrième et une partie de la cinquième en 1756 ; le reste de la cinquième, la sixième et une partie de la septième en 1757; le reste de la septième, la huitième et la neuvième en 1758. Les matériaux étaient approchés sur un pont de service placé peu au-dessus des naissances des voûtes, et élevés avec de grandes grues qu'on avait d'abord posées sur le sommet des cintres, mais qu'on reporta ensuite sur les piles, parce que le mouvement de ces grues fatiguait trop la charpente. Elles faisaient le service de la partie inférieure des voûtes. Les voussoirs du sommet étaient élevés avec d'autres grues plus petites, placées sur le pont de service.

M. de Cessart n'a point indiqué la manière dont les voûtes du pont de Saumur ont été faites ; mais il y a tout lieu de croire qu'au moyen d'un pont de service on a suivi à-peu-près les mêmes procédés qu'à Orléans.

La construction des voûtes du pont de Moulins offre une disposition différente. On a vu que leurs cintres étaient très fixes et très solides. Cette circonstance, en outre des avantages qu'elle présentait pour la bonne exécution de la maçonnerie, a permis d'établir le pont de service sur ces cintres. Il était formé par un plancher de niveau plus élevé que le sommet des voûtes, et porté sur des chaises qu'on déplaçait suivant que l'exigeaient les progrès de la maçonnerie. Sur ce plancher étaient établies des doubles chèvres, machines formées par deux chèvres accolées, sous lesquelles des charriots amenaient la pierre, et qui la soulevaient et la descendaient par une ouverture pratiquée dans le plancher à la place qu'elle devait occuper. Le service fait ainsi offrait une telle facilité, qu'on a pu cintrer, construire et décintrer une arche en quinze jours (1).

L'exécution des voûtes du pont de Mantes présente aussi un procédé nouveau. Les voussoirs étaient amenés, comme au pont d'Orléans, sur un pont de service établi comme l'échafaud qui avait servi au levage des cintre à 2,6 mètres au-dessus des basses eaux. Puis, par le moyen d'une grande chèvre portée sur ce pont, on les élevait au-dessus du cintre. Arrivés à cette hauteur, on fixait au voussoir un cordage qui allait passer au sommet d'une autre chèvre située vis-à-vis la première et de l'autre côté du cintre : la pierre portait alors sur les deux chèvres ; et en lâchant ou roidissant convenablement les deux cordages, on l'amenait à l'emplacement où elle devait être posée. Le seul défaut de cette méthode est la lenteur qu'elle paraît apporter dans le travail.

(1) Voyez la Description du pont de Moulins, page 30.

Les piles du pont de Neuilly étant beaucoup trop faibles pour supporter la poussée des arches, on fut obligé de construire les cinq voûtes en même temps. On établit du côté d'aval, sur toute la longueur du pont, un pont de service de 7 mètres de largeur, élevé à 7,8 mètres au-dessus des basses eaux, hauteur à-peu-près moyenne entre celle des naissances et celle du sommet de la voûte. On plaça sur ce pont des singes (ou treuils mus par des roues à chevilles) portés sur un échafaud roulant, qui pouvaient changer de place à proportion de l'avancement du travail. Les pierres étaient élevées au moyen de ces machines à 40 ou 50 centimètres plus haut que le cintre. On les soutenait à cette hauteur, et on passait dessous des madriers et des rouleaux appuyés sur des traverses portant sur l'échafaud du singe, et par le moyen desquels on les faisait glisser à l'endroit du cintre où elles devaient être placées. Les poseurs les relevaient alors avec des crics, et les mettaient en place. Les voûtes du pont de la Concorde ont été construites à-peu-près par les mêmes moyens.

Le service de la maçonnerie des voûtes du pont d'Jna a été fait d'une manière plus prompte et plus avantageuse. Le pont de service, également établi à côté du pont sur toute sa longueur, était élevé un peu au-dessus du sommet des cintres. On amenait le charriot qui portait la pierre près de ce sommet, et on le faisait tourner et avancer sur le cintre. Arrivé vis-à-vis l'endroit où la pierre devait être posée, le charriot tournait une seconde fois, et on établissait deux coulottes en sapin, sur lesquelles la pierre glissait du plateau du charriot jusqu'à sa place. Alors, au moyen d'une double-chèvre (1) établie sur un échafaud volant porté sur le cintre, la pierre était soulevée et redressée, ce qui donnait la facilité de la poser. Le pied des doubles-chèvres était garni de rouleaux, pour qu'elles pussent facilement se mouvoir sur leur échafaud dans le sens de la largeur du pont. On changeait cet échafaud de place, suivant que l'exigeaient les progrès de la pose. Au moyen de ces dispositions, les cinq voûtes de 28 mètres d'ouverture ont été construites ensemble en cinquante-quatre jours.

Les exemples précédents offrent les principaux moyens dont on peut se servir pour l'exécution de la maçonnerie des voûtes. Le choix qu'on doit faire entre eux dépend surtout de la nature du cintre. S'il est très solide, il n'y a sans doute aucune disposition plus économique, plus prompte et plus avantageuse que celle

(1) M. Lamandé a perfectionné à cette occasion la disposition des doubles chèvres que M. de Regemorte avait employées (Description du pont de Moulins, page 31), surtout en adoptant au treuil une roue dentée qui engrène dans un pignon mu par une manivelle.

que M. de Regemorte a employée au pont de Moulins, et on peut l'adopter également quand les arches sont construites en même temps, ou quand elles le sont les unes après les autres. Mais lorsque l'ouverture des arches passe 20 à 25 mètres, et que le cintre n'est pas composé de manière à offrir une fixité parfaite, il y aurait peut-être du danger à lui faire porter un chemin sur lequel la pierre serait continuellement voiturée, surtout si toutes les voûtes s'élevaient à la fois. Dans ce dernier cas, si toutes les voûtes doivent être construites ensemble, ce qui suppose nécessairement au travail la plus grande activité, il ne peut guère y avoir de méthode à préférer à celle que M. Lamandé a employée au pont d'Jéna, dont le succès a d'ailleurs constaté les avantages. Mais si les voûtes sont construites les unes après les autres, on pourra faire usage de moyens analogues à ceux dont on s'est servi au pont de Mantes, et il paraît qu'on pourrait alors épargner la construction d'un pont de service, en élevant avec de grandes chèvres, placées sur des bateaux, les pierres qui seraient apportées sur d'autres bateaux.

De la construction des piédroits.

L'exécution de la maçonnerie ne présente pas de difficultés jusqu'à ce qu'on soit parvenu aux voûtes.

Lorsque les ponts ont une certaine importance, tous les parements sont faits en pierre de taille, et leur épaisseur doit être d'autant plus considérable que les arches ont une plus grande ouverture. Au pont de Neuilly, la largeur des carreaux est de 1,3, et celle des boutisses de 1,6 mètre. Au pont de Moulins, ces largeurs sont de 65 centimètres et d'un mètre. Dans les ponts du canal du Centre, qui n'ont que 5,2 mètres d'ouverture, les carreaux ont 40 et les boutisses 60 centimètres de largeur. L'épaisseur de l'appareil dépend aussi des dimensions des pierres que fournissent les carrières.

Cette épaisseur réglée, il serait convenable que la largeur des boutisses fût double de celles des carreaux. La longueur de ces derniers doit être au moins égale à une fois et demie la hauteur de la pierre, et ne doit point surpasser le triple de cette longueur, les pierres trop longues étant exposées à casser sous la charge. Les boutisses peuvent avoir une longueur de face égale à leur hauteur.

La plupart des constructeurs recommandent de poser alternativement un carreau et une boutisse, en plaçant chacune sur le milieu d'un carreau de l'assise inférieure : si la différence des longueurs du parement des carreaux et des boutisses était peu considérable, il vaudrait mieux placer les boutisses sur

les joints de l'assise de dessous. Quelques ingénieurs, et entre autres M. de Regemortes, dans la construction du pont de Moulins, ont préféré de poser deux carreaux de suite entre chaque boutisse; ce qui forme effectivement de meilleures liaisons avec l'intérieur des murs, et diminue le volume de la pierre de taille, ce qu'il faut tâcher de faire, quand on le peut, sans compromettre la solidité.

Quant à la manière de poser les pierres, l'usage le plus général est de les faire porter sur des cales en bois, en laissant aux joints de lit une épaisseur de 7 à 8 millimètres. Ces cales doivent être placées à 12 ou 15 centimètres des parements. Comme on peut faire varier leur épaisseur, elles donnent la facilité de mettre ces parements exactement dans le plan où ils doivent se trouver. Le vide sous la pierre est ensuite rempli par du mortier qu'on fait entrer avec des fiches dentelées. On a remarqué depuis longtemps que cette méthode entraînait beaucoup d'inconvénients, et compromettait la solidité des grands édifices, surtout celle des ponts où les pierres peuvent être exposées à de très grandes pressions. Le procédé des anciens, qui faisaient porter les pierres immédiatement les unes sur les autres, est bien préférable : mais il fallait que les lits fussent exactement dégauchis, ce qu'on ne pouvait vraisemblablement obtenir qu'en les usant par des frottements; et on était obligé d'ébaucher seulement les parements pour les achever sur place, opération qui présente quelques difficultés quand la pierre est dure, et qui devient presque impraticable dans le cerveau des voûtes.

On emploie quelquefois une méthode de pose qui tient le milieu entre celles dont nous venons de parler. Après avoir mis la pierre en place sur trois ou quatre cales, on la relève, et on étend sur celle de dessous une couche de mortier dont l'épaisseur est réglée par la hauteur des cales. On remet ensuite la pierre, et on la frappe avec une dame de bois, pour faire tasser le mortier. On ôte alors les cales, et on frappe de nouveau pour assurer la pierre dans sa place et comprimer le mortier. Ce procédé est préférable à la pose sur cales et au fichage, puisqu'il ne peut rester aucun vide entre les lits des pierres; mais il doit en résulter un plus grand tassement lorsque le mortier vient à prendre toute sa consistance, et il est plus difficile de mettre les parements exactement en place.

La pose sur cales étant la plus expéditive et la plus commode, et ses inconvénients ne devenant sensibles qu'autant que la pierre aurait peu de résistance, ou que la charge serait très considérable, on peut l'employer pour de petites voûtes et pour des murs peu élevés. Mais, dans les très grands ouvrages, ce procédé devrait être proscrit; et, pour cet effet, il est indispensable de tailler les lits des pierres avec la même précision au moins que les parements.

L'intérieur des massifs peut être fait en maçonnerie de libages ou de moëllons. La première offre plus de solidité, et, comme elle est moins susceptible de tassement, elle doit être surtout employée près des naissances des voûtes et dans toutes les parties qui sont soumises à des pressions considérables. Il serait bon que, dans l'intérieur des piles, les boutisses des parements opposés fussent placées vis-à-vis l'une de l'autre, et jointes par un libage avec lequel elles seraient cramponnées.

La maçonnerie de moëllons étant faite avec de petits matériaux qui n'ont point de forme régulière, et dont les intervalles sont remplis avec des éclats de pierre et du mortier, est susceptible de prendre un tassement beaucoup plus considérable que les parements en pierre de taille dont les massifs sont revêtus. Cette inégalité dans les tassements tend à faire disjoindre le parement du massif, et à faire porter sur ce premier la plus grande partie de la charge : on la préviendrait en arrasant la maçonnerie de moëllons à la hauteur de chaque assise, la couvrant d'un lit de mortier et de recoupes de pierres, et la massivant fortement avec des pilons. Ce procédé, usité par les anciens, est peu coûteux, et offrirait les plus grands avantages.

Quand les ponts sont peu importants, et que l'ouverture des arches ne passe point 15 à 16 mètres, il n'est pas nécessaire de faire les parements entiers des piédroits en pierre de taille. A l'exception des avant et arrière-becs, des premières assises sur les fondations, et de quelques chaînes qui peuvent être utiles pour consolider l'ouvrage, les parements peuvent, comme les massifs, être exécutés en moëllons. Les moëllons des parements doivent alors être *essémillés*, c'est-à-dire dégrossis et écarris de manière à présenter une face verticale plane, et à porter exactement les uns sur les autres, ou même *piqués*, c'est-à-dire taillés régulièrement avec la pointe, comme le sont les pierres de taille.

Les chaînes de pierre de taille qu'on place dans les parements des maçonneries de moëllons peuvent être verticales ou horizontales. Elles sont composées de carreaux et de boutisses posés alternativement. Les chaînes verticales ne pouvant prendre le même tassement que le reste du parement, les pierres sont sujettes à s'épaufrer quand la charge est considérable. Les chaînes horizontales n'offrent aucun inconvénient, et peuvent, dans beaucoup de cas, être très utiles, surtout quand les pierres sont liées par des crampons.

Quand les murs ont été construits, et que les maçonneries ont eu le temps de se ressuyer et d'acquérir, par l'effet des tassements, le degré de compression dont elles sont susceptibles, on les *ragrée*, c'est-à-dire qu'on retaille sur place les

parements qui, par l'effet de quelque erreur dans la pose, ne se trouvent pas situés exactement dans la surface des murs, ou qui ont été mis exprès en saillie pour faire disparaître quelque défaut de la pierre. Cette opération se fait au moyen d'échafauds légers, qui montent de fond ou qui sont suspendus par le haut, et dont il est facile d'imaginer la disposition. Le rejointoiement succède au ragréement : on dégrade aussi profondément qu'il est possible le mortier grossier qui a servi pour le fichage de la pierre : on lui substitue du mortier plus fin, qu'on applique par couches, sur lesquelles on frotte avec un lissoir en fer, en revenant à plusieurs reprises sur la dernière, jusqu'à ce que le mortier ait acquis une grande dureté.

De la construction des voûtes.

Les voûtes des grands ponts sont entièrement construites en pierre de taille. Les premières assises se posent comme celles des murs; mais quand le joint devient assez incliné pour que les voussoirs puissent glisser, on les fait porter sur les cintres par le moyen de couchis, comme on l'a dit dans le chapitre premier du livre précédent. La grosseur de ces pièces peut être de 12 à 15 centimètres pour les petites voûtes, et de 20 à 25 pour les grandes. Les inconvénients de la pose sur cales deviennent plus sensibles dans les voûtes, en raison de la grande pression à laquelle les pierres sont soumises. La pose à bain de mortier ne pourrait d'ailleurs être employée au-delà d'une certaine hauteur, le mortier ne pouvant tenir sur les joints des voussoirs quand ils sont trop inclinés. il faut nécessairement, pour les parties voisines du sommet, employer les cales, à moins que les plans de joint ne soient assez bien taillés pour qu'on fasse reposer les voussoirs les uns contre les autres.

Quand les cintres commencent à porter les voussoirs, ils prennent un tassement plus ou moins grand suivant la manière dont ils ont été construits. S'ils sont établis sur des pieux, ils n'éprouvent, à mesure que la pose avance, qu'une légère compression, dont on corrige facilement les effets en laissant de temps en temps une petite balèvre, lorsqu'après la pose de quelques assises cette compression est devenue sensible : il en résulte, au lieu d'une courbe continue, une courbe en crémaillère, dont la forme se rétablit successivement à mesure que la pose avance, ou qu'on corrige lors du ragréement. Mais si les voûtes sont construites sur des cintres mobiles, le tassement, indépendamment de ce qu'il est beaucoup plus considérable, offre des effets composés qui rendent la

pose très difficile. Le premier est le soulèvement qui a lieu au sommet du cintre. Il oblige, comme on l'a dit ci-dessus (liv. III, chap. 1er), à charger ce sommet d'un poids plus ou moins considérable suivant l'ouverture de l'arche et son surbaissement (1). Le cintre éprouve ensuite un double tassement, occasionné d'une part par l'effet de la charge du sommet, et de l'autre par l'avancement progressif de la construction de la voûte; et on sent combien il doit être difficile de juger à chaque instant de la forme que le cintre prendra dans l'instant suivant, et de placer les voussoirs de manière à ce que la courbure de la voûte soit celle que l'épure a fixée.

Pour remédier autant qu'il est possible à cette variation dans la forme du cintre, on construit d'avance des tables qui contiennent les distances des arêtes de douelle des voussoirs à deux lignes fixes, l'une horizontale et l'autre verticale, situées dans les plans de têtes, et repérées sur la maçonnerie des piles ou des culées. Ces tables offrent les moyens de placer sur le cintre l'arête de douelle de chaque voussoir dans la position où elle doit se trouver, et qu'on a fixée en ayant égard au tassement présumé des cintres, et tâchant de donner à la voûte, lors de sa construction, une forme qui devînt, après ce tassement, celle que l'épure a fixée. La position de cette arête déterminée, il reste à régler l'inclinaison du voussoir, ce qui peut se faire, soit comme aux ponts de Mantes et de Neuilly, par le moyen d'un fil à plomb qui bat sur un quart de cercle dont un des côtés s'applique le long du plan de joint, et dont le limbe offre une division sur laquelle le fil indique l'angle que ce plan doit faire avec la verticale; soit comme au pont de Nemours, en fixant la position de l'arête d'extrados du voussoir comme on a fixé celle d'intrados, par le moyen de ses distances horizontales et verticales à deux lignes fixes. Des cales plus ou moins fortes, placées sur les couchis et dans les joints des voussoirs, fournissent les moyens de satisfaire à ces différentes indications.

Ces opérations, quand on construit sur des cintres retroussés, exigent une attention continuelle et la plus grande sujétion, et on est alors obligé, à raison du mouvement continuel de ces cintres, de les répéter à tous les cours de voussoirs. Lorsque l'ouverture des arches ne passe pas 12 à 15 mètres, on peut

(1) Quand les cintres sont fixes et portés sur des pieux, ils ne peuvent se soulever au sommet, et il n'est pas nécessaire de les charger. Cependant cette précaution est utile parce qu'elle fait faire d'avance au cintre le tassement qu'il aurait fait sous le poids des voussoirs, et assure par conséquent le succès de la pose. Elle a été employée au pont d'Jéna.

employer un procédé plus simple, qui consiste à placer sur des files de pieux battus en aval et en amont, des cerces en planches de sapin, taillées suivant la courbure des voûtes. Des lignes tendues horizontalement sur ces cerces suffisent pour diriger la pose.

On doit avoir égard en construisant les voûtes, surtout quand on emploie des cintres retroussés, aux effets résultant du resserrement des mortiers après le décintrement. Les joints près des points de rupture, situés dans les reins, tendant alors à s'ouvrir à l'extrados, et à se resserrer à l'intrados, on doit, en posant les voussoirs, faire au contraire les joints plus ouverts à l'extrados, afin qu'après le tassement leur largeur devienne uniforme. Le contraire ayant lieu vers la clef, on doit y faire les joints serrés à la douelle et ouverts à l'extrados, en veillant avec le plus grand soin à ce que les lits n'y soient point démaigris (1). Ceci suppose que les voussoirs sont posés sur cales; si leurs plans de joints étaient exactement dégauchis et portaient immédiatement les uns contre les autres, le tassement serait presque nul, les joints ne pourraient nulle part s'ouvrir ni se fermer, et on n'aurait point à prendre ces précautions, dans l'emploi desquelles il n'est pas possible de mettre de la précision, et dont par conséquent le succès n'est point complètement assuré. Il serait indispensable alors que la voûte fût construite sur un cintre de la plus grande solidité, car les voussoirs, par l'effet de leur juxta-position, ne pourraient se prêter sans accidents aux mouvements d'un cintre retroussé.

Avant qu'on ait fait le décintrement, le mortier et les cales, placés dans les joints des parties inférieures de la voûte, ont déjà reçu un certain degré de compression. Il n'en est pas de même des parties voisines de la clef, où les voussoirs n'exercent encore aucune pression les uns contre les autres. On doit, avant de

(1) Ces précautions avaient été prises pour la construction des voûtes du pont de Nemours, dont la pose a été conduite avec beaucoup de soin. On avait donné au joint, entre le premier voussoir et le coussinet, 27 millimètres à l'intrados et 2 millimètres seulement à l'extrados : après le tassement, ce même joint avait 20 millimètres à l'intrados et 32 millimètres à l'extrados. On avait donné aux joints voisins de la clef 2 millimètres à l'intrados et 20 millimètres à l'extrados ; ils avaient, après le tassement, 7 millimètres à l'intrados et 16 millimètres à l'extrados. A mesure qu'on s'éloigne des naissances et de la clef, les joints des voussoirs tendant moins à s'ouvrir et à se fermer, on mettait moins de différence entre la largeur du joint à l'intrados et à l'extrados. On voit que l'ouverture et le resserrement est beaucoup moins considérable aux joints des clefs qu'à ceux des naissances. (Expériences sur la main-d'œuvre, etc., par M. Boistard, page 31).

décintrer, prendre quelque moyen pour serrer entre eux ces voussoirs, surtout à l'extrados. On a employé à cet effet des coins de bois chassés à coups de masse dans des entailles faites d'avance, où l'on plaçait des règles savonnées pour faciliter le glissement : mais ce procédé a plusieurs fois entraîné la rupture de quelques pierres, et tend à déplacer les voussoirs et à opérer des disjonctions dans la maçonnerie. On s'est contenté, au pont de Neuilly, de chasser dans les joints en les fichant des cales de pierre dure. La meilleure manière de faire serrer les voussoirs sans donner de secousses, est de remplir leurs joints d'une matière qui augmente de volume en se desséchant, telle que du mortier de ciment très clair, mélangé avec de la chaux vive en poudre dans des proportions qui seraient déterminées par quelques essais. Nous avons éprouvé qu'une plate-bande d'environ 7 mètres de longueur, dont les joints avaient été remplis avec un pareil coulis, n'avaient pris aucun tassement et qu'après quelques mois le mortier, en augmentant de volume, avait formé le long des joints des bourrelets de plus de 15 millimètres de grosseur, aussi durs que la pierre. La limaille de fer faisant aussi augmenter considérablement le volume du mortier auquel on la mêle, pourrait encore s'employer avantageusement.

Quelques ingénieurs pensent que, dès qu'on a rempli les joints des clefs, il faut commencer à ôter les couchis et à décintrer, afin que le tassement des voûtes fasse, autant que possible, acquérir sur-le-champ aux mortiers toute leur consistance. D'autres veulent qu'on attende plusieurs mois pour laisser au contraire le mortier se durcir de lui-même, et éviter tout mouvement par la suite. On a employé l'une et l'autre méthode, sans qu'il en soit résulté des effets bien différents, si ce n'est qu'en général les arches décintrées, avant que les mortiers eussent pris de la consistance, ont offert de plus grands tassements. Il paraît qu'en employant la chaux vive en poudre pour faire serrer les voussoirs près de la clef, il est bon de laisser les voûtes pendant quelque temps sur les cintres, pour donner le temps à cette matière de faire son effet. Il y a cependant un motif qui peut engager à décintrer promptement ; c'est que, dans les voûtes en plein cintre et en anse de panier, certains joints s'étant ouverts pendant la construction par l'effet du tassement progressif des cintres, et devant se resserrer ensuite, lorsqu'après le décintrement la voûte est abandonnée à elle-même, il est bon de ne pas donner le temps au mortier placé dans ces joints de sécher complètement, ce qui l'empêcherait de bien se rejoindre à la pierre. Si quelque circonstance obligeait à reculer l'époque du décintrement, il faudrait, au moment de cette opération, introduire dans ces joints un coulis un peu clair.

les unes sur les autres, elles doivent se faire à la fois à toutes les arches. Il faut les conduire avec beaucoup de lenteur et de précaution, en évitant toute espèce de choc, et tout ce qui pourrait faire prendre quelque vîtesse à la masse des voûtes.

On a vu (liv. III, chap. Ier) qu'on avait opéré le décintrement du pont de Nemours, en faisant au pied des arbalétriers des entailles en biseau, dont on augmentait progressivement la profondeur, jusqu'à ce que le tassement du cintre lui eût fait quitter la voûte. Cette méthode est plus expéditive que la précédente, et ne peut donner lieu à aucun accident; mais elle ne peut avoir lieu que pour les arches construites sur des cintres retroussés. On en a employé une autre au pont d'Jéna, où les cintres étaient en partie portés sur des pieux. Les poteaux qui soutenaient les fermes avaient à leur pied un tenon qui entrait dans une semelle dont les pieux étaient coiffés : mais ce tenon ne pénétrait pas jusqu'au fond de la mortaise, et ses joues étaient supportées par des cales. Quand on a voulu décintrer, on a ruiné peu à peu ces cales, de manière à faire porter les joues sur la semelle et rendre le tenon au fond de la mortaise. Alors le cintre s'est abaissé, et il a été facile d'enlever les couchis.

Le tassement du cintre pendant la construction des voûtes, et celui qui résulte de la compression des mortiers et des cales après que les voûtes ont été fermées et que le décintrement a été fait, obligent à surhausser la courbe du cintre. Il est difficile de prévoir exactement d'avance la valeur de ces tassements, qui dépend de plusieurs circonstances, telles que la disposition du cintre, la manière dont les voussoirs ont été posés, le surbaissement de la voûte et même l'intervalle de temps qu'on a mis à sa construction. Les observations faites, lors de la construction des grands ponts, peuvent seules donner quelques lumières à cet égard (1).

(1) Voici, parmi ces observations, celles qui nous ont paru les plus importantes. L'arche du pont de Nogent, faite sur une anse de panier dont l'ouverture est de 29,8 mètres, et dont la flèche est un peu moindre que le tiers du diamètre, a éprouvé, pendant le cours de la pose, un tassement de 74 millimètres; quarante-cinq jours après le décintrement, qui avait été fait immédiatement après la pose des clefs, le tassement avait augmenté de 338 millimètres; il s'est encore accru de 34 millimètres au bout de l'année, de sorte qu'il était alors de 446 millimètres.

La grande arche du pont de Mantes, de 39 mètres d'ouverture, avec un surbaissement au tiers, a tassé pendant la pose de 525 millimètres; dans les dix jours qui ont suivi le décintrement, de 135; et dans le cours de l'année suivante, de 97 : le tassement total a donc été

Il résulte des différents mouvements qui se manifestent dans les voûtes, et des tassements qu'elles éprouvent, soit pendant la pose des voussoirs, soit après le décintrement, que la poussée se reporte auprès des points de rupture (1) sur les arêtes supérieures ou inférieures des voussoirs, et que les pierres y sont plus sujettes à s'éclater et à s'épaufrer que dans tout autre endroit. On prévient en partie cet inconvénient en ayant soin de poser les cales loin des arêtes, et surtout en formant autour des lits une sorte de biseau, pour que les arêtes des pierres ne puissent se toucher. On s'aperçoit quelquefois, lors du décintrement, que le mortier, près de ces arêtes, se trouve excessivement comprimé : on doit alors le dégrader et l'enlever sur quelques centimètres de profondeur, pour éviter que la pression ne fasse éclater le parement. Ces joints se remplissent ensuite de nouveau lorsque le tassement est arrivé à son terme.

Il était assez d'usage autrefois, pour décintrer une voûte, de commencer par ôter un couchis entre deux dans toute son étendue, en sorte qu'il en restait la moitié, de recommencer la même opération pour n'en laisser que le quart, et de continuer de la même manière jusqu'à ce que le dernier couchis fût enlevé. Mais cette méthode était vicieuse, parce que la totalité de la voûte venant à être soutenue sur un petit nombre de couchis éloignés les uns des autres, il pouvait se former dans leurs intervalles des tassements particuliers plus ou moins sensibles. Il est préférable d'ôter les couchis en commençant aux naissances des deux côtés de l'arche, et finissant au sommet. Les premiers couchis sont aisés à enlever, mais au-delà des points de rupture, et surtout près de la clef, la voûte pressant fortement sur le cintre, on ne peut les ôter qu'en ruinant peu à peu les cales avec un ciseau. Le cintre déchargé tend d'ailleurs à se soulever, et cette circonstance augmente la force avec laquelle les derniers couchis sont serrés contre le cerveau de la voûte. On doit alors placer, à côté de ces pièces, de petits étrésillons verticaux dont la base est taillée en pointe. Ils donneront la facilité de les enlever, et supporteront le poids de la voûte. On les fera ensuite écraser, en commençant par les plus éloignés de la clef, et diminuant avec le ciseau la surface de la pointe. Ces diverses opérations doivent être exécutées en même temps aux voussoirs placés symmétriquement des deux côtes de la clef; et dans les ponts où les piles ne servant pas de culées, les arches reportent leur poussée

(1) Lors de la pose des voûtes du pont de Nemours, les joints s'étant ouverts à l'extrados vers les naissances, le premier voussoir ne portait sur son coussinet que sur environ 32 centimètres de hauteur. (Expérience sur la main-d'œuvre, etc., par M. Boistard, page 31).

Quand les voûtes n'ont pas plus de 14 à 15 mètres de diamètre, et que leur courbure n'est point trop surbaissée, on peut les construire en moëllons ou en briques. On a même fait une arche de 26 mètres d'ouverture entièrement en moëllons de 8 à 10 centimètres d'épaisseur : mais cet exemple ne doit pas être imité. Les têtes des arches sont toujours faites en pierre de taille, et on place quelquefois dans la largeur de la voûte des chaînes qui ne nous paraissent pas bien utiles, si le moëllon est dûr et qu'il puisse s'essémiller assez exactement pour prendre la courbure de la douelle. Il serait très utile au contraire de lier les têtes par des chaînes horizontales dont les pierres seraient cramponnées. On ne peut se dispenser d'ailleurs d'employer la pierre de taille dans les assises de fondation, les avant et arrière-becs des piles, les angles et les recouvrements des murs en aîle, et les couronnements des parapets.

Quand les voûtes sont faites en moëllon, on laisse moins d'intervalle entre la surface supérieure des fermes du cintre et la douelle de la voûte, et on place sur ces fermes des couchis jointifs de 15 à 20 centimètres d'épaisseur, sur lesquels on construit la maçonnerie. Les moëllons doivent être très serrés et calés vers la queue avec des éclats de pierre, et on doit poser en coupe non seulement

de 557 millimètres. On avait eu la précaution, en taillant les cintres, de surhausser la courbe des voûtes de 525 millimètres. Le décintrement a été fait treize jours après la pose des clefs.

Les arches du pont de Neuilly ont également 39 mètres d'ouverture, mais comme elles sont surbaissées au quart, le tassement a été plus considérable. Le poids seul du cintre avait suffi pour le faire baisser au sommet d'environ 27 millimètres : pendant le cours de la pose il a fléchi de 338 millimètres. Le décintrement a été commencé dix-huit jours après la pose des clefs : trois jours après il s'était fait un tassement de 257 millimètres, qui, dans le cours des années suivantes, s'est encore augmenté de 58 millimètres. Ainsi le tassement total a été de 66 centimètres. On avait surhaussé la courbe des voûtes en taillant les cintres de 41 centimètres.

Les voûtes en arc de cercle du pont de Nemours ont 16,24 mètres d'ouverture sur une flèche de 1,11 mètre. Le lendemain du décintrement des voûtes, le tassement était de 95 millimètres : il est allé par la suite à 203 millimètres. La flèche avait été augmentée, lors de la taille du cintre, de 189 millimètres.

Les voûtes du pont d'Jéna sont en arc de cercle de 28 mètres d'ouverture sur 3,4 mètres de flèche : elles ont été décintrées trente-huit jours après la pose des clefs. Le tassement sur les cintres a été de 85 millimètres, et le tassement total de 12 centimètres. On avait surhaussé les cintres sur l'épure de 22 centimètres.

Il faut observer, en faisant usage de ces exemples, que, quand les cintres sont portés sur des pieux, le tassement qui a lieu pendant la pose des voussoirs, et qui résulte de la compression des bois, est nécessairement beaucoup moins considérable que dans les ponts désignés ci-dessus, où, à l'exception de celui d'Jéna, les voûtes ont été construites sur des cintres retroussés.

le premier rang, mais encore tous ceux qui composent l'épaisseur de la voûte (1). Elle doit rester longtemps sur les cintres, pour laisser le mortier prendre de la consistance, et pour prévenir les inconvénients qui résulteraient des différences de tassement entre le massif de la voûte et les têtes.

Lorsque les piles ne peuvent résister à la poussée, on est obligé de cintrer toutes les arches en même temps, et de conduire la pose avec la plus grande uniformité, en posant à la fois à toutes les arches et aux deux côtés les mêmes rangs de voussoirs. Cette précaution est surtout indispensable avec les cintres retroussés, car on a observé qu'un rang de voussoirs de plus sur un des côtés du cintre suffisait pour le faire baisser sensiblement et pour faire soulever l'autre côté. Si les piles peuvent servir de culées, on se contente, pour prévenir tout accident, de cintrer les deux premières arches. Alors, en construisant la première, on pose quelques cours de voussoirs à la seconde, qui suffisent pour empêcher tout dérangement dans la pile. La première arche étant fermée, on enlève son cintre qu'on place à la troisième, et sur lequel on pose également les premiers cours de voussoirs, ce qui donne le moyen d'achever la seconde arche, et ainsi de suite.

Dans la partie des voûtes, située près des points de rupture, où la pression s'exerce sur l'arête de l'intrados des voussoirs, il n'est pas nécessaire de leur donner une grande longueur de coupe, et on peut, sans inconvénient, les appareiller comme les murs droits par carreaux et boutisses. Mais, près des nais-

(1) Quand une voûte en moëllons est composée de plusieurs rangs de voussoirs superposés, il arrive quelquefois, malgré le soin avec lequel ces rangs doivent être liés entre eux, que, au sommet de la voûte, les joints à l'extrados se trouvant très comprimés dès le premier tassement qui a lieu, tandis que les joints de l'intrados tendent au contraire à s'ouvrir, les rangs supérieurs ne s'abaissent que très peu, tandis que les rangs inférieurs prenant tout le tassement nécessaire pour resserrer leurs joints autant qu'ils peuvent l'être, il résulte nécessairement une disjonction entre ces rangs.

On prévient cet accident, qui ôterait à la voûte toute sa solidité, en ayant soin, lors de la pose, de serrer le plus exactement possible les joints des moëllons à l'intrados, tandis qu'on pose librement les pierres à l'extrados, sans serrer les joints ni les y laisser trop ouverts. Alors, quand le tassement a lieu après le décintrement, le rang supérieur étant susceptible de prendre plus de compression et de tasser davantage que le rang inférieur, suit ce dernier dans l'abaissement du sommet de la voûte, et il ne peut plus y avoir de disjonction.

C'est avec de semblables précautions qu'on construit avec le plus grand succès, au canal de Saint-Maur, des voûtes de 10 mètres d'ouverture en meulière, dans lesquelles il ne se manifeste qu'un très léger tassement, quoiqu'on ne les laisse que fort peu de jours sécher sur les cintres.

sances dans les voûtes en plein cintre et en anse de panier, et surtout au sommet, où la poussée agit sur la queue des voussoirs, il est indispensable de donner à toutes les pierres la plus grande longueur possible, et de tailler les lits sans démaigrissement.

Quand la construction d'une voûte est terminée, et que le tassement est arrivé à son terme, on la recouvre d'une chappe ou enduit qui puisse empêcher les eaux de pénétrer dans les joints, et dont la bonne exécution contribue puissamment à la durée des ponts. La plupart des voûtes effectivement ne sont détruites que par les eaux qui filtrent au travers des joints des voussoirs, attendrissent et décomposent la pierre. On commence, avant de faire la chappe, par garnir exactement en mortier de ciment les joints des voussoirs, et par les rafraîchir par un coulis. On forme ensuite, avec le même mortier, un enduit dans lequel on mélange de gros gravier ou de la pierre cassée, et qu'on applique par couches de 2 à 3 centimètres d'épaisseur, qui doivent être battues, pour qu'il n'y reste aucune fente, et recouvertes de paillassons, pour qu'elles ne sèchent point trop vîte (1). Elles sont au moins au nombre de trois, et on finit par une couche de ciment fin de 15 à 20 millimètres d'épaisseur, appliquée et battue avec plus de soin que les autres. On couvre ensuite la chappe de 15 à 20 centimètres de sable, et ce n'est qu'au bout d'un mois qu'on peut faire le pavage, après avoir ôté le sable et répandu sur la chappe un dernier coulis de ciment.

Quand le dessus des voûtes a une pente suffisante, il est très avantageux de le recouvrir avec des tuiles plates, posées comme sur les toits des maisons. Cette disposition a été employée par M. Bruyère, pour les voûtes du canal souterrain de Saint-Maur. Si les tuiles sont assez bien cuites et d'assez bonne qualité pour ne point se décomposer à l'humidité, les voûtes deviennent absolument impénétrables à l'eau, qui trouvera toujours plus de facilité à suivre la pente du toit qu'à remonter dans les joints des tuiles, qui, d'ailleurs, sont garnis en ciment.

(1) Une dessication trop prompte est effectivement la principale cause des gerçures qui se forment dans les enduits, et qui donnent lieu à l'eau de pénétrer au travers. Il ne suffit pas toujours pour éviter ces gerçures de garantir les enduits du soleil, et on les prévient plus efficacement en employant des matières grasses qui sont également propres à empêcher l'humidité de l'enduit de s'évaporer trop promptement, et l'humidité extérieure d'y pénétrer avant qu'il ait pris de la consistance. C'est ainsi qu'on recouvre quelquefois les enduits d'une couche d'huile bouillante ou de goudron. On peut voir sur cet objet le Traité de l'art de bâtir, par M. Rondelet, tome Ier : on y trouvera des recherches curieuses et de bons préceptes.

De la construction des perrés.

On nomme ainsi un revêtement en pierre dont on couvre les berges des rivières aux abords des ponts, pour empêcher le courant du fleuve de les dégrader, et de changer l'emplacement de son lit. L'inclinaison de ce revêtement doit être peu différente du talus que les terres prendraient d'elle-mêmes, afin que leur poussée ne fasse pas d'effort pour le renverser. Son épaisseur doit être proportionnée à sa hauteur, et peut varier depuis 50 centimètres jusqu'à un mètre.

Les perrés sont presque toujours construits en pierre sèche, et on n'y emploie que des moëllons bruts et quelquefois piqués. On les pose par assises ou à joints incertains, en dirigeant toujours la queue des pierres perpendiculairement à l'inclinaison du talus. On y met quelquefois des chaînes en pierre de taille ou en libages, qu'il faut avoir soin de poser sur des cales épaisses et très éloignées des parements : sans cette précaution, les tassements, plus marqués dans ce genre de construction que dans tous les autres, ne pourraient manquer de faire épaufrer les pierres.

Quand les perrés doivent être établis sur des remblais, il faut laisser, avant de les construire, les terres tasser et se comprimer le plus longtemps qu'il est possible. Dans tous les cas, elles doivent être pilonées avec le plus grand soin : et si l'on a du sable à sa disposition, il serait très avantageux d'en garnir le derrière des perrés sur une grande épaisseur, ce qui préviendrait les flexions qui s'y manifestent presque toujours, et qui viennent principalement des changements de volume qu'éprouvent les terres sur lesquelles ces perrés reposent, lorsque les eaux du fleuve s'élèvent et s'abaissent alternativement.

CHAPITRE V.

DES PRIX DES OUVRAGES SERVANT A LA CONSTRUCTION DES PONTS, D'APRÈS LA QUANTITÉ DE MATÉRIAUX ET LA MAIN-D'ŒUVRE QU'ILS EXIGENT.

L'évaluation exacte des prix des ouvrages étant une des parties les plus importantes de la formation des projets, nous allons développer en détail dans ce chapitre les bases sur lesquelles cette évaluation doit être établie.

Les prix des travaux se composent de plusieurs éléments qu'on peut classer comme il suit :

1°. La valeur des matériaux ;

2°. Les déchets que ces matériaux subissent dans leur emploi ;

3°. La main-d'œuvre employée à l'éxécution de l'ouvrage ;

4°. Les faux frais, comprenant la dépense des outils, équipages et machines, la construction des angars et magasins, la clôture et le loyer des chantiers, les frais de conduite et surveillance des travaux ;

5°. L'intérêt des fonds avancés par l'entrepreneur et son bénéfice.

Les principaux matériaux employés dans les travaux des ponts sont la pierre, la brique, la chaux, le sable et les autres substances qu'on unit avec la chaux, le bois, le fer, le plomb et le cuivre. Les prix de ces matériaux comprennent : 1°. ce qu'on peut nommer le prix de la propriété ; 2°. les frais d'extraction et de fabrication ; 3°. la dépense du transport. La seule manière d'évaluer exactement ces prix serait d'acquérir pour chacun une parfaite connaissance de ces trois objets, et particulièrement des quantités de main-d'œuvre consommées par les diverses opérations de la fabrication, qui en forment presque toujours la plus grande partie : mais la variété et la complication que présentent très souvent ces opérations ne permettent pas en général qu'on suive cette méthode, qui exigerait d'ailleurs de nombreuses observations qu'on est encore très loin d'avoir faites. On adopte ordinairement pour l'estimation des ouvrages les prix courants

des matériaux dans chaque pays. A Paris, par exemple, le prix de la pierre s'établit chaque année par l'effet de la concurrence des entrepreneurs et des carriers, et ce prix sert de base aux estimations, sans qu'on cherche à le fixer d'après la main-d'œuvre du carréage, qui présenterait trop de variations, et sur laquelle il serait difficile d'avoir des renseignements bien exacts (1).

Il y a pourtant des circonstances où le prix du commerce, qui ne doit jamais être employé inconsidérément, ne peut point servir aux estimations. On se trouve dans ce cas quand on entreprend de grandes constructions dans un pays peu habité, où il ne se fait que très peu de travaux, ou quand on exploite de nouvelles carrières : alors on ne peut juger des prix des matériaux qu'en en faisant extraire, préparer et transporter une certaine quantité, et en observant les frais de main-d'œuvre, d'outils et de conduite qu'ils auront exigés. Nous n'essaierons point de donner sur cette matière des renseignements qui ne pourraient être que fort incomplets, et nous supposerons dans ce qui va suivre que les prix des matériaux rendus sur les chantiers sont établis et connus d'avance.

Les déchets que les matériaux éprouvent dans leur emploi, qui dépendent en partie de leur qualité, et en partie du soin des ouvriers et de l'intelligence de ceux qui les dirigent, sont sujets à d'assez grandes variations. Cependant, comme ces variations sont comprises entre certaines limites, et qu'on a multiplié les observations sur ce sujet, nous pourrons présenter des résultats moyens assez approchés de la vérité.

La main-d'œuvre des travaux n'est pas à beaucoup près aussi difficile à connaître que celle de la préparation de la plupart des matériaux. Cette main-d'œuvre est susceptible en effet d'être divisée en éléments qui se représentent dans tous les ouvrages analogues (2), et comme ces ouvrages s'exécutent sous les yeux des ingénieurs, ils peuvent être facilement observés. La main-d'œuvre, quoique son évaluation laisse encore à désirer, est donc, quant à présent, ce qu'il y a de mieux connu dans l'appréciation des travaux. A l'égard des prix des

(1) On peut même remarquer à ce sujet que les prix des matériaux varient souvent dans le commerce d'une année à l'autre par suite de circonstances indépendantes du prix de la fabrication et du transport. Par conséquent, si on réglait toujours les prix dans les détails estimatifs d'après ceux qui conviennent au transport et à la fabrication, et qui sont sensiblement constants pendant un certain nombre d'années, on risquerait de commettre des erreurs considérables.

(2) Il faut excepter seulement les ouvrages qui, comme la taille de la pierre, dépendent uniquement de la qualité des matériaux : mais ils sont en petit nombre.

journées, on les règle dans les détails estimatifs d'après le taux auquel l'usage les a fixés dans chaque pays.

L'exécution des travaux se partage en général en trois opérations distinctes, qui sont : la préparation des matériaux dans le chantier, leur transport du chantier à pied d'œuvre ou bardage, et leur mise en œuvre. Chacune de ces opérations présente différentes subdivisions, suivant la nature des ouvrages, et doit être traitée à part.

Parmi les outils employés dans les travaux, quelques-uns appartiennent aux ouvriers qui les fournissent et les remplacent à leurs frais, et la dépense qu'ils occasionnent étant comprise dans le prix de la journée, on ne doit pas en tenir compte à l'entrepreneur. Souvent aussi quelques-unes des machines sont construites aux frais du gouvernement, et l'entrepreneur est seulement chargé de les réparer et de les maintenir en bon état. A l'égard des angars et chantiers, tantôt ils sont livrés gratuitement à l'entrepreneur, et tantôt il est obligé d'en payer le loyer ou de les faires construire. Le seul moyen de déterminer avec exactitude la somme qui doit être allouée pour cet objet, serait de se rendre compte exactement pour chaque ouvrage de toutes ces circonstances, en ayant égard au temps que doit durer l'exécution. Cependant les frais d'outils et d'équipages et ceux de chantiers étant peu de chose comparativement à la valeur totale des travaux, on peut supposer, sans qu'il puisse en résulter de grandes erreurs, que ces frais sont proportionnels pour chaque nature d'ouvrage à la dépense de la main-d'œuvre; et quoique ce mode d'appréciation paraisse au premier coup-d'œil favoriser les grands ouvrages plus que les petits, l'expérience fait voir qu'il donne des résultats à-peu-près exacts, la consommation des équipages étant proportionnellement moins considérable dans les petits ateliers que dans les grands, où les ouvriers ne peuvent être aussi bien surveillés.

Les frais de conduite et surveillance des travaux consistent dans le paiement des appareilleurs et gâcheurs, qui ordinairement ne travaillent point, et dirigent seulement les autres ouvriers; dans l'excédant de paie des chefs d'ateliers terrassiers, et des maîtres serruriers auxquels on confie la conduite des travaux de la forge, et dans le traitement des commis chargés de tenir attachement des journées, de recevoir les matériaux et de veiller aux intérêts de l'entrepreneur. On réunit ordinairement ces frais à ceux des outils, équipages et chantiers, en les supposant aussi proportionnels à la dépense de la main-d'œuvre.

L'intérêt des avances faites par l'entrepreneur et son bénéfice, c'est-à-dire la portion du prix des ouvrages qui représente la valeur du temps et des soins qu'il

a donnés aux travaux, est fixée généralement au dixième de leur valeur totale; et quoique cet usage paraisse encore trop avantageux aux grands ouvrages comparativement aux petits, on a jugé avec raison que l'emploi de grand capitaux devait être encouragé par des bénéfices proportionnés.

Nous allons, d'après ces principes, tâcher d'offrir des bases qui puissent servir partout à l'évaluation de divers ouvrages qui entrent dans la construction des ponts (1).

SECTION PREMIÈRE.

DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS.

Nous comprendrons sous ce nom, non seulement les déblais et transports des terres, mais encore les revêtements en gazon et le draguage. A l'exception des gazons, pour l'enlèvement desquels on doit payer une indemnité aux propriétaires du terrain, ces travaux n'exigent que des frais de main-d'œuvre. Ils sont exécutés, surtout dans les grands ateliers, par de simples manœuvres divisés en brigades, dont le prix de la journée est le plus bas qui se paie sur les travaux. C'est dans cette hypothèse que les bases ci-dessous ont été réglées : on rencontre souvent des ouvriers forts et exercés qui font plus d'ouvrage qu'elles ne l'indiquent; mais le prix de leur journée croissant dans la même proportion, les prix déduits de ces bases se trouveront également exacts, soit que les travaux s'exécutent par des manœuvres ou par des terrassiers proprement dits.

Le temps exigé pour chaque nature d'ouvrage est énoncé en heures; le prix d'une heure se règle d'après la valeur de la journée et le nombre d'heures de travail effectif qu'elle contient. Nous admettrons ici que ce nombre est dix.

(1) Les quantités de main-d'œuvre qu'on trouve indiquées dans ce chapitre sont des résultats moyens déduits de la comparaison raisonnée des différentes observations, soit imprimées, soit manuscrites, qu'il a été possible de rassembler. Ces observations ont toutes été faites dans l'intérieur de l'ancienne France, et dans des lieux voisins du centre de l'empire. On a remarqué que les forces des hommes diminuent quand la chaleur augmente, et Coulomb a observé pendant le cours des travaux militaires qu'il a fait exécuter à la Martinique, que, quand la chaleur est au-dessus de 20° du thermomètre de Réaumur, les hommes ne sont pas capables de la moitié de la quantité d'action journalière qu'ils fournissent habituellement dans nos climats (Mémoires de la classe des sciences physiques et mathématiques, tome II). La France est maintenant assez étendue pour que le climat des parties méridionales diffère sensiblement de celui du centre; et on devra, pour les parties de l'Italie, situées au sud de Gênes et de Bologne, réduire les résultats du texte dans une certaine proportion.

Fouille des terres.

Le temps employé à la fouille des terres dépendant uniquement du degré de dureté et de cohésion de leurs parties, qualités très variables, il est difficile de le fixer exactement. Il n'est pas possible non plus de préciser les expressions, de manière à indiquer positivement au lecteur quelle est la nature de terre qu'on a en vue. On ne pourra donc connaître dans chaque cas le prix de la fouille que par des expériences spéciales, et nous ne pourrons offrir ici que des résultats moyens, propres à servir de termes de comparaison.

On emploie pour la fouille d'un mètre cube de . . .	terre végétale	0,60	heure de terrassier.
	terre franche	0,90	
	terre glaise.	1,50	
	terre dure pierreuse	2,00	
	tuf	2,50	

Transport des terres.

A l'égard du transport, qui comprend aussi le chargement et le déchargement, les renseignements peuvent être moins vagues que pour la fouille, parce que cette opération ayant fait perdre aux terres la plus grande partie de leur cohésion, les différences qu'elles présentent, et qui dépendent surtout du degré de cette qualité, ne sont plus aussi marquées.

Lorsque les brouettes ou les tombereaux ne peuvent arriver immédiatement sur la fouille, on est obligé de jeter les terres à la pelle, soit horizontalement à 2 ou 3 mètres de distance, soit verticalement sur des banquettes élevées à 2 mètres de hauteur les unes au-dessus des autres.

On emploie pour le jet à la pelle d'un mètre cube de . . .	terre végétale, terre franche, sable.	0,65	heure de terrassier..
	terre dure, tuf, glaise	0,75	
	vase	0,80	

Quand le transport des terres se fait sur des brouettes, il s'exécute par relais. Si le terrain est horizontal ou peu incliné, chaque relais a 30 mètres de longueur ; il en a 20 quand la pente du chemin est de 8 centimètres par mètre.

On emploie à charger dans des brouettes un mètre cube de . .	terre végétale, terre franche, sable.	0,60	heure de terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,70	
	vase	0,75	
On emploie pour transporter à un relais un mètre cube de . .	terre végétale, terre franche (1)	0,45	heure de terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf, sable, vase . .	0,55	

(1) La pesanteur spécifique de cette terre est ordinairement 1,5, et chaque brouette contient 0,04 mètre cube.

On trouve ordinairement de l'avantage à substituer les tombereaux aux brouettes, quand la distance du transport passe 150 à 200 mètres : quand cette distance n'est pas très grande, on emploie quelquefois préférablement aux tombereaux des camions traînés par des hommes. On s'est servi, aux travaux du pont de Neuilly, de camions de cette espèce, d'une construction ingénieuse (1). Ils contenaient ordinairement 0,2 mètre cube de terre franche, et étaient traînés par trois hommes.

On emploie pour charger dans les camions un mètre cube de	terre végétale, terre franche, sable	0,63	heure de terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,75	
	vase	0,78	

Quant au transport, celui de chaque mètre cube de terre s'estime de la manière suivante, en supposant qu'on mette trois ouvriers à la fois pour charger :

Temps du chargement dans un camion contenant 0,2 mètre cube de	terre végétale, terre franche, sable.	0,042	heure de cinq camions traînés chacun par trois hommes.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,049	
	vase	0,032	
Temps pour parcourir une distance de 100 mèt. en allant et venant dans un terrain horizontal.	terre végétale, terre franche.	0,060	
	glaise, terre dure pierreuse, tuf, sable, vase . .	0,070	
Temps du déchargement.		0,050	

Si les chemins étaient mauvais, et s'ils étaient en pente et qu'il fallût monter à charge, il serait nécessaire d'ajouter quelque chose au temps indiqué pour le transport, ou de retrancher sur la charge des tombereaux. Voyez ce qui a été dit à ce sujet, chapitre II, section Ire.

Quand on se sert de tombereaux traînés par de chevaux, il y a de l'avantage, ainsi que pour les camions, à employer le plus grand nombre de chargeurs qu'il est possible ; mais comme il ne faut point qu'ils se nuisent mutuellement, nous continuerons à supposer qu'ils sont seulement au nombre de trois.

On emploie pour charger dans les tombereau un mèt. cube de	terre végétale, terre franche, sable.	0,65	heure de terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,75	
	vase.	0,80	

Le prix du transport varie avec le nombre de chevaux dont les tombereaux sont attelés. Le temps du chargement étant perdu pour la marche, et cette perte, d'autant plus sensible que les tombereaux sont plus grands, augmentant à mesure que la distance diminue, on doit se servir de tombereaux d'autant moins forts,

(1) OEuvres de Perronet, tome Ier.

que les distances sont moins considérables. On trouvera plus bas (1) les moyens d'évaluer exactement, d'après les prix respectifs des journées des hommes et des chevaux, les distances auxquelles il convient d'avoir des tombereaux attelés d'un, de deux, de trois, ou de quatre chevaux. On a trouvé qu'en admettant les prix payés actuellement à Paris, on devait employer des tombereaux à un cheval jusqu'à une distance de 313 mètres, à deux chevaux jusqu'à 1104 mètres, à trois chevaux jusqu'à 2111 mètres, à quatre chevaux jusqu'à 3873 mètres. Cela posé, et en supposant que chaque cheval peut traîner un demi-mètre cube de terre, on aura pour l'estimation des frais de transport d'un mètre cube,

Temps du chargement lorsque le tombereau est attelé d'un cheval, et contient 0,5 mètre cube.	terre végétale, terre franche, sable	0,108	
	glaise, terre dure pierreuse, tuf	0,123	
	vase	0,133	
Temps du chargement lorsque le tombereau est attelé de deux chevaux, et contient un mètre cube.	terre végétale, terre franche, sable	0,217	heure de deux tombereaux à un cheval, jusqu'à environ 300 mètres de distance.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf	0,230	
	vase	0,267	
Temps du chargement lorsque le tombereau est attelé de trois chevaux, et contient 1,5 mètre cube.	terre végétale, terre franche, sable	0,325	D'un tombereau à 2 chevaux, depuis 300 jusqu'à 1100 mètres.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf	0,353	
	vase	0,400	De deux tiers de tombereau à 3 chevaux, depuis 1100 jusqu'à 2000 mètres.
Temps du chargement lorsque le tombereau est attelé de quatre chevaux, et contient 2 mèt. cubes.	terre végétale, terre franche, sable	0,434	D'un demi-tombereau à 4 chevaux, depuis 2000 jusqu'à 4000 mètres.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf	0,460	
	vase	0,434	
Temps pour parcourir une distance de 100 mètres en allant et venant.	terre végétale, terre franche	0,060	
	glaise, terre dure pierreuse, tuf, sable, vase	0,070	
Temps du déchargement		0,050	

On transporte quelquefois des terres par eau sur des bateaux pontés, qui en contiennent ordinairement 40 à 50 mètres cubes. On estimera facilement, au moyen de ce qui précède, le chargement et le déchargement, qui se font avec des brouettes ou en jetant les terres à la pelle. Quant au transport, il varie beaucoup suivant les circonstances, et on ne peut guère l'évaluer qu'en appréciant dans chaque localité la dépense que la barquette occasionnera chaque jour, et le nombre de voyages qu'elle pourra faire.

(1) Voyez la note à la fin du chapitre.

Régalage et pilonage.

Quand les terres sont transportées par des tombereaux ou par des camions, on a à la décharge des ouvriers qui les régalent. Ce travail n'exige alors aucun soin ni aucune sujétion. Il n'a pas lieu lorsque les transports se font par des brouettes.

On emploie pour le régalage sans sujétion d'un mètre cube de. .	terre végétale, terre franche, sable.	0,15	heure d'un terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,25	

Quant au régalage plus soigné, qui a pour objet le nivellement d'un remblai, ou le dressement de ses talus,

On emploie par mètre carré de surface de.	terre végétale, terre franche, sable.	0,10	heure d'un terrassier.
	glaise, terre dure pierreuse, tuf.	0,15	

On pilone les terres quand elles sont destinées à former des bâtardeaux, quand elles sont rapportées derrière un mur, et qu'on veut leur donner sur-le-champ une cohésion qui en diminue la poussée, quand elles doivent recevoir un perrés ou une chaussée en empierrement ou pavée, et qu'il est utile de prévenir les tassements. Les terres végétales, les terres franches, la glaise, sont seules susceptibles d'être pilonées, et la glaise même se prête assez mal à cette opération. Elle s'effectue ordinairement par couches de 15 à 20 centimètres d'épaisseur.

On emploie ordinairement pour le pilonage d'un mètre cube de terre 0,5 heure d'un terrassier.

On a fait quelques expériences sur le déchet provenant du pilonage des terres employées aux bâtardeaux, et la perte assez considérable qui a lieu par les joints des palplanches. Il est résulté, pour des bâtardeaux de 3 à 4 mètres de hauteur, que le volume de la terre portée dans les parties sous l'eau, mesuré à la fouille, était de la moitié en sus plus grand que le vide rempli dans le bâtardeau, ou que le déchet était le tiers du volume primitif. Pour les parties au-dessus du niveau de l'eau, ce déchet était seulement le quart de ce même volume.

Revêtements en gazons.

Le travail des revêtements en gazons, dont l'épaisseur est d'environ 10 centimètres, comprend trois opérations : l'extraction des gazons, leur transport et leur mise en œuvre. Le travail devant être exécuté par des ouvriers plus intelligents que les terrassiers ordinaires, la journée doit être estimée un quart en sus de celle des manœuvres.

On emploie pour enlever et tailler la quantité de gazons nécessaire pour un mètre carré de revêtement 0,5 heure d'un terrassier.

Quant au transport, il peut s'estimer au même prix que celui des terres, d'après les tableaux ci-dessus.

Le prix de la mise en œuvre varie beaucoup, suivant que les ouvriers sont plus ou moins habitués à ce genre de travail.

Elle exige moyennement par mètre carré de revêtement 0,8 heure d'un terrassier.

Quant à la valeur du dédommagement à accorder au propriétaire, elle dépend de la surface de terrain qui doit fournir la quantité de gazons nécessaire à un mètre carré de revêtement, ce qu'on ne peut guère connaître que par l'expérience. On évalue communément cette surface à 4 mètres carrés.

Draguage.

Le draguage se fait avec des dragues à main, ou avec des machines dont on a donné l'indication dans le chapitre II. Le prix de ce genre de déblais ne peut pas être déterminé en général, parce qu'il dépend uniquement de la qualité du fond et de la profondeur de l'eau. Le sable mouvant, qu'entraînent beaucoup de rivières, est la seule espèce de terrain qui se retrouve partout à-peu-près la même, et pour laquelle on puisse offrir des bases certaines.

On emploie pour enlever avec des dragues à main un mètre cube de sable mouvant, à une profondeur moyenne de 1,5 mètre sous l'eau, dix heures de terrassier.

Cette évaluation suppose que le travail est exécuté par des ouvriers qui en ont une habitude particulière, et qui sont payés au moins le double des manœuvres.

Quand on se sert de la drague à hottes, le temps nécessaire pour draguer un mètre cube de sable mouvant à deux ou trois mètres sous l'eau, peut être évalué à une heure de la machine servie par cinq manœuvres.

Dans le cas où le draguage est ainsi très facile, l'entretien des machines, ordinairement fournies par le gouvernement, peut être laissé sur le compte de l'entrepreneur : mais si le terrain était dur, cet entretien deviendrait très coûteux, et il devrait être payé sur des sommes à valoir, portées à cet effet dans les détails estimatifs.

Faux frais.

Les faux frais des travaux de terrassement comprennent les frais de conduite et de surveillance, ainsi que la fourniture et l'entretien des plats-bords, écha-

fauds, brouettes et camions. Les autres outils appartiennent aux ouvriers. Les tombereaux sont ordinairement loués par les entrepreneurs à la journée, dans le prix de laquelle la valeur du tombereau se trouve comprise. On a reconnu que les faux frais s'élevaient moyennement au vingtième du montant de la main-d'œuvre.

Pour donner quelques exemples de l'emploi de ces bases, cherchons le prix du mètre cube de terre franche, en la supposant fouillée, jetée sur berge, transportée dans des brouettes à 150 mètres de distance, et pilonée. On aura le détail ci-dessous, en portant le prix de la journée de manœuvre à 2 francs.

Fouille	0,90 h.	
Jet sur berge	0,65.	
Charge dans la brouette	0,60.	
Transport à cinq relais, à 0,45 heure pour chacun	2,25.	
Pilonage	0,50.	
Temps employé par les manœuvres	4,90.	
4,90 heure de manœuvre à 0,20 franc, valent		0,980 fr.
$\frac{1}{20}$ pour les faux frais		0,049.
$\frac{1}{10}$ de bénéfice		0,103.
Total		1,132.

Supposons ensuite que la même terre soit transportée dans des tombereaux, ce qui exigera qu'elle soit régalée à la décharge, et admettons que la journée d'un tombereau à un cheval se paie 9 francs. Le détail deviendra :

Fouille	0,90 h.	
Jet sur berge	0,65.	
Charge dans le tombereau	0,65.	
Régalage	0,15.	
Pilonage	0,50.	
Temps employé par les manœuvres	2,85.	
2,85 heures de manœuvres à 0,20 franc, valent		0,570 fr.
Chargement dans le tombereau	0,108 h.	
Temps pour parcourir 150 mètres à 0,06 heure pour 100 mètres	0,090.	
Déchargement	0,050.	
Temps employé par les tombereaux	0,248.	
0,248 heure de deux tombereaux à un cheval à 1,80 franc, valent		0,446.
Total		1,016.
$\frac{1}{20}$ pour les faux frais		0,051.
$\frac{1}{10}$ de bénéfice		0,107.
Total		1,174.

D'où il résulte qu'à cette distance il y a encore une légère économie de 4 centimes par mètre cube, à employer les brouettes de préférence aux tombereaux.

SECTION II.

DES FASCINAGES ET CLAYONNAGES.

Les matériaux employés pour ces travaux sont les branches dont les fascines et les clayons sont formés, les piquets qui les assujétissent, et qui sont faits avec les mêmes bois et le gravier dont on remplit les vides. Le prix des branches peut se régler au mètre cube, d'après le prix ordinaire du bois à brûler dans le pays. On donne assez ordinairement aux fascines 2,5 mètres de longueur sur 30 centimètres de diamètre. Les piquets ont 1,5 mètre de longueur sur 5 centimètres de diamètre. Les clayons, quand il y en a pour retenir les fascines, sont faits avec les perches les plus longues qu'il est possible de trouver, mais n'ayant pas plus de 2 à 3 centimètres de grosseur au gros bout. L'éloignement des piquets varie suivant la force des clayons; il est moyennement de 50 centimètres.

Quant aux quantités de matériaux nécessaires pour l'exécution des ouvrages, il faut, pour faire une fascine et ses quatre piquets, 0,2 mètre cube de branches, et il entrera une fascine et un tiers dans un mètre carré de chaque rang, dont l'épaisseur sera réduite, après la pose et le battage des piquets, à 20 centimètres. Il faudra donc $6\frac{2}{3}$ fascines par mètre cube d'ouvrage. Si on emploie des clayons en travers des facines ponr les relier entre elles, il entrera 0,1 mètre cube de branches par mètre carré de chaque rang, ou 0,5 mètre cube par mètre cube d'ouvrage. Si les vides sont garnis avec du gravier, il en faudra environ 0,01 mètre cube par mètre cube d'ouvrage.

On emploie pour la façon d'une fascine et de ses quatre piquets une demi-heure, et pour leur pose et battage une heure, ce qui revient en tout, par mètre cube d'ouvrage, à dix heures de terrassier.

On emploie à la pose des verges pour clayonnage sur un mètre carré de tunes 0,65 heure, ce qui revient, par mètre cube d'ouvrage, à 3,25 heures.

Le temps nécessaire pour répandre le sable est d'environ 0,15 heure par mètré carré de tunes, ce qui revient à 0,75 heure par mètre cube d'ouvrage.

Ces travaux étant, comme les revêtements en gazons, exécutés par des terrassiers plus intelligents, on doit aussi compter la journée un quart en sus de la journée de manœuvre. Les faux frais peuvent encore être portés au vingtième de la main-d'œuvre.

SECTION III.

DES TRAVAUX DE CHARPENTE.

La main-d'œuvre de ces travaux comprend en général : 1° le tracé de l'épure; 2° le débit des bois; 3° la mise sur ligne ou établissement; 4° la taille des bois, leur assemblage, désassemblage et rangement dans le chantier; 5° leur transport à pied d'œuvre ou bardage; 6° la mise en place ou levage.

Les ouvrages de charpente paraissent être ceux dont la main-d'œuvre est susceptible d'être évaluée avec le plus d'exactitude. Cette circonstance tient en grande partie à ce que les qualités des bois n'offrant pas dans chaque espèce des variations considérables, le temps qu'exige leur travail reste sensiblement le même. Elle tient aussi à ce que ce travail se compose d'un petit nombre d'éléments, qui se combinent de diverses manières, mais qui se retrouvent toujours avec très peu de différence dans tous les ouvrages, de quelque nature qu'ils soient. Cette dernière observation a déterminé la marche suivie dans cette section, où nous allons d'abord donner les temps qu'exigent ces ouvrages élémentaires, et les combiner ensuite, pour déterminer celui de la façon d'un mètre cube de bois employé aux divers travaux qui entrent dans la construction des ponts (1).

Détails élémentaires de main-d'œuvre.

On emploie : 1° pour faire une mortaise, au moins.	1,00	1,50	3,25	Heures charpen
au plus.	2,00			
Pour faire un tenon, au moins.	1,25	1,75		
au plus.	2,25			
2° Pour une entaille de moise ou de ventrière, au moins.	0,50	1,00		
au plus.	1,50			
3° Pour un mètre carré de joints d'about des sommiers, chapeaux, moises, etc.			10,50	
ce qui donne pour un joint, en supposant à la pièce 25 centimètres d'écarrissage et au joint 50 centimètres de longueur.	1,31			
en supposant à la pièce 55 centimètres d'écarrissage et au joint un mètre de longueur. . .	3,68	2,50		

(1) Les évaluations suivantes supposent que les travaux sont exécutés en chaîne. A l'égard des travaux faits en sapin, en bouleau, en châtaignier, et autre bois plus tendres et plus légers, il sera facile de juger par quelques expériences de la proportion suivant laquelle il faudra réduire les quantités de travail énoncées dans le texte, lesquelles dépendent en partie de la dureté, et en partie de la pesanteur spécifique des bois.

4° Pour un assemblage à embreuvement 5,00
5° Pour un assemblage à queue d'hyronde 6,00
6° Pour le percement d'un mètre de longueur de trous de boulons sur le chantier 1,00
7° Pour le percement des trous et la pose d'un mètre courant de boulons sur place 3,00
8° Pour le sciage d'un mètre carré de bois sur tréteaux (1) . . . . . 1,40 heur
9° Pour le sciage au chantier d'un mètre carré d'abouts de pièces. . . . . 3,00 charpe
10° Pour le sciage de niveau d'un mètre carré de pieux, fait avec des scies à main (2). 10,50
11° Pour le sciage de niveau d'un mètre carré de planches, fait avec des scies à main. . . . 12,50
12° Pour dresser et refaire les bois sur un mètre carré, soit pour les faces des pièces, soit pour les joints des madriers, au moins . . . . . 1,00 } 1,50
au plus. . . . . 2,00 }
13° Pour poser un kilogramme de ferrures, quand les fers doivent être encastrés 0,20
14° Pour clouer ou arracher une cheville de fer, au moins . . . . . 0,06 } 0,15
au plus. . . . . 0,25 }

Avant de passer à la combinaison de ces éléments, nous observerons que les ouvrages de charpente peuvent se diviser en plusieurs espèces. Les uns, tels que presque toute la charpente des fondations et la plus grande partie des échafauds, n'exigent point que les bois soient présentés sur une épure, ni taillés et préparés dans le chantier. Il est également inutile de les refaire sur les faces, si ce n'est pour les joints des madriers et des palplanches qui doivent se toucher exactement : le travail se réduit donc à l'exécution des assemblages, qui se font sur place et à la pose.

Il est d'autres ouvrages, tels que les ponts provisionnels et les cintres pour la construction des voûtes, qui exigent que les bois soient présentés sur une épure, que les assemblages soient taillés, et que les pièces soient assemblées dans le chantier : mais, comme ces ouvrages ne sont que provisoires, les bois ne doivent point être refaits sur les faces.

A l'égard de la charpente des parties supérieures des ponts de bois, l'établissement sur une épure, la taille et l'assemblage préliminaire au chantier, le dressement des faces, sont des opérations également nécessaires.

Enfin, il y a des ouvrages qui, sans exiger que les bois soient présentés sur une épure, veulent cependant qu'ils soient dressés et refaits. Tels sont les moises

(1) Cette évaluation surpasse celle qui est adoptée assez généralement, et qui revient à environ une heure par mètre carré, ce qui tient à ce qu'on n'a guère observé que ce que pouvaient faire des ouvriers très exercés travaillant à la tâche, et qui, quand on les emploie à la journée, sont payés plus cher que les autres charpentiers. Le temps énoncé dans le texte résulte d'observations faites par M. Ancelin sur de très grandes quantités. (Expériences sur la main-d'œuvre de différents travaux, page 67).

(2) Quant au sciage sous l'eau avec les machines, voyez à ce qui est dit ci-dessus, chap. III,

horizontales, les solives, les pièces de pont et les garde-grèves des ponts de bois, qui ordinairement sont seulement dressés dans les chantiers, ensuite coupés de longueur et entaillés sur place, et dont le prix doit être différent de celui des fermes.

Pieux et palplanches (1).

On emploie pour dresser, faire la tête, affûter un pieu d'échafaud ou de bâtardeau, et poser le sabot, s'il n'est pas encastré.	1,25	heure de charpenti
Encastrement d'un sabot pesant 5 kilogrammes, à raison de 0,20 heure pour chacun. . . .	1,00	
Pour dresser, faire la tête, affûter un pieu de fondation, et poser le sabot s'il n'est pas encastré.	2,50	
Encastrement d'un sabot pesant 10 kilogrammes, à 0,20 heure pour chacun.	2,00	
Pour affûter et dresser un mètre courant de palplanches, et poser les sabots s'ils ne sont pas encastrés	0,20	
Si les joints sont à rainures et languettes.	0,80	
On emploie pour mettre une palplanche en châssis.	0,20	
ce qui donne pour une palplanche de 5 mètres de longueur, si les joints sont carrés, 5 mètres à 0,20 heure pour chacun. . . . . 1,00 Mise en châssis. 0,20	1,20	
Si les joints sont à rainures et languettes, 5 mètres, à 0,80 heure pour chacun. . . . 4,00 Mise en châssis. 0,20	4,20	
Si les sabots, du poids de 5 kilogrammes, sont encastrés, il faut ajouter 5 kilogrammes à 0,20 heure pour chacun.	1,00	

Échafauds.

1° Main-d'œuvre pour un mètre cube de chapeaux, posés sur des pieux d'échafaud à tenons et mortaises.

On suppose : 1° que les pieux ont 22 centimètres de diamètre, et sont espacées à 3 mètres; 2° que les chapeaux ont 22 centimètres d'écarrissage et sont formés avec des pièces de 5 mètres de longueur. D'après cela, le travail de chaque mètre courant comprendra pour la construction :

Sciage d'un tiers de pieu, formant une surface de 0,013 mètres carré, a raison de 10,50 heures par mètre carré . . . . . 0,14 Un tiers d'assemblage à tenon et mortaise, à raison de 2,25 heures pour chacun . . 0,75 Un cinquième d'assemblage d'about, à raison de 1,5 heure pour chacun . . . 0,26 Pose et assujétissement. 0,20	1,35	heure de charpentier
ce qui revient par mètre cube à	27,89	
Et pour la démolition : désassemblage et rangement d'un mètre courant	0,04 0,06	heure de manœuvre.
ce qui revient par mètre cube à	0,83 1,24	heure de charpentier heure de manœuvre.

2° Main-d'œuvre pour un mètre cube de chapeaux posés sur des pieux d'échafaud, et attachés seulement avec des chevilles de fer.

On suppose aux pieux le même espacement, et aux bois les mêmes dimensions que ci-dessus. Le travail comprendra pour la construction :

(1) Le battage et l'arrachage des pieux et palplanches, soit pour les échafauds et bâtardeaux, soit pour les fondations, exigeant des quantités de travail très différentes suivant les circonstances locales, on n'essaiera point ici de donner des évaluations qui ne pourraient qu'induire en erreur, et qui doivent résulter d'expériences spéciales faites dans chaque localité (voyez ci-dessus, chap. III).

Sciage des pieux, comme ci-dessus	0,14		
Percement d'un tiers de trou, donnant une longueur de 7 centimètres, à une heure par mètre	0,07		
Pose d'un tiers de cheville, à 0,06 heure pour chacune	0,02	0,69	heur charpe
Assemblage aux extrémités, comme ci-dessus	0,26		
Pose et assujétissement	0,20		
ce qui revient par mètre cube à.		14,25	
Et pour la démolition : arrachage d'un tiers de cheville, à 0,06 heure	0,02	0,06	
Dépose et rangement	0,04		
		0,06	heur manœ
ce qui revient par mètre cube à.		1,24	heur charpe
		1,24	heure manœ

5° Main-d'œuvre pour un mètre carré de plats-bords cloués contre des pieux d'échafaud, ou sur des chapeaux d'échafaud, pour les moiser et entretenir.

On suppose les pieux espacés à 3 mètres comme ci-dessus, et aux plats-bords 25 centimètres de largeur. Le mètre courant comprendra pour construction :

Un tiers de cheville clouée, à 006 heure pour chacune.	0,02		
Levage et assujétissement	0,10	0,12	heure charpen
ce qui revient par mètre carré à		0,48	
Et pour la démolition : un tiers de cheville arrachée à 0,06 heure, pour une.	0,02		
Dépose et rangement.	0,04	0,06	
		0,06	heure manœu
ce qui revient par mètre carré à.		0,24	heure charpen
		0,24	heure manœu

4° Main-d'œuvre pour un mètre carré de plats-bords placés sur un échafaud pour former un plancher.

La construction, consistant dans l'arrangement sur l'échafaud, emploiera.	0,02	heure charpen
	0,08	heure manœu

La démolition peut être évaluée au même prix.

Bâtardeaux.

1° Main-d'œuvre pour un mètre cube de liernes boulonnées avec les pieux.

On suppose les bois de 16 centimètres d'écarrissage sur 5 mètres de longueur, et les pieux espacés à 1,5 mètre. Il faudra 39,06 mètres courants pour former un mètre cube. Le mètre courant comprendra pour construction :

0,77 trou de boulon de 46 centimètres de longueur, donnant 35 centimètres, à raison de 3 heures par mètre. 1,05

$\frac{1}{5}$ de joint d'about, à 1,30 heure pour chacun.	0,26	1,51	heure d charpenti
Mise en place	0,20		
ce qui revient par mètre cube à.		58,98	
Pour démolition : 0,77 boulon à enlever, à 0,06 heure pour chacun.	0,05	0,10	
Dépose et rangement	0,05		
		0,10	heure d manœuvr
ce qui revient par mètre cube à		3,91	heures d charpenti
		3,90	heures d manœuvr

Note. La main-d'œuvre est la même dans le cas où les bois sont réemployés.

2° Main-d'œuvre par un mètre cube d'entretoises maintenant l'écartement des pieux et boulonnées avec eux, l'écarrissage des bois étant le même que ci-dessus, et la longueur de chaque entretoise de 4 mètres. Le mètre courant comprendra pour construction :

Un demi-trou de boulon de 40 centimètres de longueur, donnant 20 centimètres, à 3 heures par mètre 0,60
Une demi-entaille à la rencontre des pieux, à raison de 0,50 heure pour chacune . . 0,25 } 1,05 heur charpe
Mise en place . . . . . 0,20 }
ce qui revient par mètre cube à 41,01
Et pour démolition, un demi-boulon à enlever, à 0,06 heure pour chacun . . . 0,05 } 0,08
0,05 }
Dépose et rangement . . . . . 0,10 heur manœ
ce qui revient par mètre cube à . . . . . { 3,12 heur charpe
3,91 heur manœ

Nota. La main-d'œuvre est la même dans le cas où les bois sont réemployés.

3° Main-d'œuvre pour un mètre cube d'entretoise clouées contre les pieux.

On suppose que la longueur de chaque entretoise est de 2 mètres, et que son écarrissage est de 10 sur 15 centimètres. Il y aura 66,67 mètres courants dans chaque mètre cube. Le mètre courant comprendra pour construction :

Pose d'une cheville de fer . . . . . 0,06 } 0,21 heur charpe
Mise en place . . . . . 0,15 }
ce qui revient par mètre cube à 14,00
Pour démolition : arrachage de la chevillette 0,06
Dépose et rangement . . . . . { 0,05 } 0,11 heur manœ
{ . . 0,10
ce qui revient par mètre cube à . . . . . { 7,33 heur charp
6,67 heur mano

4° Main-d'œuvre pour un mètre cube de madriers assemblés par panneaux pour former des vannages, en supposant que les traverses qui assemblent les panneaux sont espacées à 2 mèt., et que les madriers ont 25 centimètres de largeur sur 8 d'épaisseur. Il faudra 12,5 mètres carrés pour former un mètre cube. Le mètre carré comprendra pour construction :

Pose de quatre chevillettes, à 0,06 heure pour chacune 0,24
Assemblage des madriers . . . . . 0,50 } 1,04 heur charp
Mise en place des vannages . . . . . 0,30 }
qui revient par mètre cube à 13,15
Pour démolition : arrachage des quatre chevillettes 0,24
Dépose des vannages, désassemblage et rangement des madriers . . . . . { 0,20 } 0,44
{ . . 0,60 heur manœ
ce qui revient par mètre cube à . . . . . { 5,50 heur charp
7,50 heur manœ

Nota. Si les vannages sont réemployés sans avoir été démolis, la main-d'œuvre se réduira à la mise en place des vannages.

Charpente des fondations.

1° Main-d'œuvre pour un mètre cube de chapeaux posés sur des pieux, avec lesquels ils sont assemblés à tenons et mortaises (1). On suppose que les pieux sont espacés à 1,25 mètre, que les chapeaux sont composés

(1) Pour mettre le lecteur à même de juger du soin avec lequel les bases de ces évaluations ont été établies, et du degré de confiance qu'il peut leur accorder, nous comparerons la main-d'œuvre indiquée dans le texte pour la pose des chapeaux avec celle qui résulte de diverses expériences.

1° Expérience faite au pont de la Concorde, par M. Lescot 29,18
2° Au pont de Nemours, par M. Boistard (page 9) 32,50
3° A Boulogne, par M. Ancelin (page 69) . . . . . 32,92 } 33,18
4° Expérience trouvée dans les cartons de l'École 33,10
5° D'après les sous-détails des travaux maritimes de Rochefort 36,37

de pièces de 5 mètres de longueur, et qu'il en faut 10 mètres courants pour former un mètre cube. Le travail du mètre cube comprendra :

8 assemblages à tenons et mortaises, à 3,25 heures pour chacun.	26,00	33,00	heure charpe
2 joints d'about à 2,50 heures.	5,00		
Pose et assujétissement.	2,00		

2° Main-d'œuvre pour un mètre cube de racinaux posés sur des pieux à tanons et mortaises, et assemblés aux extrémités par embreuvement avec les chapeaux. On suppose aux pieux le même espacement, et aux bois les mêmes dimensions que ci-dessus, et que chaque racinal a 5 mètres de longueur.

8 assemblages à tenons et mortaises, comme ci-dessus.	26,00	49,00
4 assemblages à embreuvement, à 5 heures chacun.	20,00	
Pose et assujétissement.	5,00	

3° Main-d'œuvre pour un mètre cube de ventrières ou moises entaillées à la rencontre des pieux, et boulonnées avec eux. Même supposition que ci-dessus pour l'espacement des pieux et les dimensions des bois.

8 entailles, à une heure chacune.	8,00	27,00	heur charpe
8 trous de boulons de 50 centimètres de longueur chacun, donnant 4 mètres, à raison de 3 heures pour percement sur place et pose du boulon.	12,00		
2 joints d'about, à 2,50 heures pour chacun.	5,00		
Pose et assujétissement.	2,00		

4° Main-d'œuvre pour un mètre cube de chapeaux ou racinaux fixés seulement aux pieux par des chevilles en fer. Même supposition que ci-dessus pour l'espacement des pieux et les dimensions des pièces.

8 trous de boulons de 50 centimètres de longueur, donnant ensemble 2,4 mètres, à raison d'une heure par mètre pour percement.	2,40	5,60
8 chevilles en fer à clouer, à 0,15 heure pour chacune.	1,20	
Mise en place.	2,00	

5° Le même travail, dans le cas où les racinaux sont échoués et attachés sous l'eau.

Percement des trous de boulon comme ci-dessus.	2,40	10,40
8 chevilles en fer à clouer, à 0,50 heure.	4,00	
Mise en place.	4,00	

6° Main-d'œuvre pour un mètre cube de plates-formes en madriers. On suppose l'épaisseur des madriers de 10 centimètres, et leur largeur de 25.

8 mètres de longueur de joints à dresser, formant 0,8 mètre carré, à raison de 0,15 heure par mètre carré.	1,20	2,10
Pose et assujétissement pour un mètre carré de plates-formes.	0,90	
ce qui revient par mètre cube à		21,00

7° Le même travail, dans le cas où les madriers sont assemblés préliminairement en châssis, et ensuite échoués sous l'eau.

Façon des joints et assujétissement des madriers pour la mise en châssis, comme ci-dessus.	2,10	3,10
Echouage et assujétissement sous l'eau.	1,00	
ce qui revient par mètre cube à.		31,00
Si le dessus des plates-formes est tableté, on ajoutera par mètre carré.		0,15
Et par mètre cube.		1,50

Travail des bois dans les chantiers.

La première opération qui a lieu dans les chantiers, après que le tracé de l'épure a fait connaître la nature de l'ouvrage et les dimensions des pièces, consiste dans le choix et le débit des bois, qui se fait en refendant à la scie les pièces trop grosses. L'art des gâcheurs consiste à diriger ce travail de manière que, autant qu'il est possible, il n'y ait point de bois perdu, et à ce que les levées

faites par la scie puisse trouver leur emploi. Quand le bois est ainsi refendu à la scie, la face sur laquelle il est scié se trouve dressée; et, par cette raison, il résulte une certaine économie de l'emploi de gros bois débités de cette manière (1). Cependant, comme on n'a pas toujours à sa disposition des bois plus forts que ceux qui doivent servir dans les constructions, et que les gros bois sont toujours plus chers que les autres, nous supposerons ici que les faces des pièces sont dressées et refaites avec la cognée et la besaigue, et que les madriers proviennent de pièces refendues exprès pour les obtenir.

On emploie pour choisir un mètre cube de bois dans le chantier, l'approcher sur l'épure, le mettre sur ligne et le piquer, au moins	3,00	4,50	heure charpe
Au plus	6,00		

Quant à la taille, il faut pour l'estimer se rendre compte pour chaque nature d'ouvrages des éléments dont ils sont composés, comme on vient de le faire pour les travaux des fondations. Mais les ouvrages de charpente sont trop variés pour qu'il soit possible de les analyser tous ici. Nous donnerons donc seulement des résultats généraux, propres à faire juger approximativement de la main-d'œuvre que ces travaux exigent. Il sera facile d'obtenir, dans chaque cas, des résultats aussi exacts qu'on pourra le désirer (2).

On emploie pour la taille et l'assemblage au chantier d'un mètre cube de bois, savoir :			
1° Bois non refaits sur les faces, pour cintres ou ponts provisionnels,			
Au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage, au moins	10	15	heures charpen
Au plus	20		
Au-dessous de 25 centimètres d'écarrissage, au moins	20	25	
Au plus	30		

(1) Si, en évaluant dans le détail estimatif le prix des madriers, on suppose qu'ils auront 10 centimètres d'épaisseur, et qu'il en sera pris trois dans une pièce de 30 centimètres d'écarrissage, on portera alors pour la main-d'œuvre du sciage de chaque mètre courant de plates-formes $\frac{2}{5}$ 0,30 = 0,20 mètre carré de sciage à 1,40 heure = 0,28 heure de charpentier.

Si l'entrepreneur fait dans une pièce de 30 centimètres de largeur une levée de 10 centimètres, il lui en coûtera par mètre courant 0,30 mètre carré de sciage à 1,40 heure = 0,42 heure. Le sciage d'un mètre courant de madrier lui reviendra donc à 0,14 heure plus cher que dans le premier cas. Mais le trait de scie ayant dressé la face de la pièce, il épargne 0,30 mètre carré à 1,50 heure = 0,45 heure. Ainsi il gagne 0,45 — 0,14 = 0,31 heure par mètre courant de madrier, quantité dont il faut diminuer quelque chose, en raison du prix plus élevé des gros bois comparativement aux petits.

(2) Pour en donner un exemple, nous supposerons qu'on veut connaître la main-d'œuvre de la taille d'un mètre cube de bois pour une ferme du pont représenté planche IV, fig. 13.

La longueur totale des pièces qui composent cette ferme sera de 36 mètres, et en leur supposant 30 centimètres d'écarrissage, elles formeront un volume de 3,24 mètres cubes.

2° Bois refaits sur les faces pour ponts de bois, estacades, etc.

Au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage, au moins.	30	. . 40
Au plus.	50	
Au-dessous de 25 centimètres d'écarrissage, au moins.	40	. . 50
Au plus.	60	

3° Bois arrondis, entaillés sur la longueur, avec feuillures, etc.

Au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage	60
Au-dessous de 25 centimètres d'écarrissage	70
4° Bois pour la charpente des grandes machines, telles que grues, chèvres, sonnettes, etc. . .	90
5° Bois pour la charpente des petites machines, telles que cabestans, treuils, etc. . . .	150

Les bois ayant été taillés et assemblés, et les trous de boulons percés, ces bois sont ensuite numérotés, désassemblés et rangés dans les chantiers.

Cette opération exige par mètre cube, au moins	1,00	1,50
Au plus.	2,00	

Le travail de la taille se composera de :

1° Quatre assemblages à tenons et mortaises aux extrémités des contrefiches, à 3,25 heures pour chacun	13,00	heures.
2° Huit entailles pour les deux cours de moises, à une heure pour chacune	8,00	
3° Une entaille pour les petites sous-poûtres portant sur la palée.	0,50	
4° Deux joints d'about pour les poûtres ou sommiers, à 2,50 heures pour chacun. . .	5,00	
5° 9 trous de boulons de 60 centimètres chacun, pour la réunion de la poûtre au sommier et pour les moises, faisant 5,40 mètres, à raison d'une heure par mètre.	5,40	
6° Pour couper les pièces de longueur, 20 extrémités ayant chacune 0,09 mètre carré, et ensemble 1,80 mètre carré, à raison de 5 heures par mètre.	9,00	
43,20 mètres carrés de surface de faces à refaire et dresser, à 1,5 heure par mètre. . .	64,80	
Et en totalité	105,70	

En divisant 105,70 heures par 3,24 mètres cubes, on aura pour la main-d'œuvre employée pour chaque mètre cube 32,62 heures. On voit que ce nombre se trouve placé entre les limites 30 heure et 50 heures indiquées dans le texte, suivant qu'il convient à la nature de l'ouvrage dont la main-d'œuvre vient d'être analysée. Si les bois n'étaient point refaits, le temps du travail se réduirait à 40,9 heures, qui, divisées par 3,24 mètres cubes, donnent pour chacun 12,62 heures, nombre qui se trouve placé de la même manière entre les limites 10 heures et 20 heures indiquées dans le texte pour les ouvrages de cette espèce.

Levage.

La dépense du lavage varie beaucoup suivant la nature des travaux et suivant les procédés d'exécution. Si les bois dont la charpente est composée sont de petites dimensions, que les assemblages y soient très multipliés, et qu'il faille les mouvoir avec adresse et précaution, on ne peut y employer que des charpentiers qui posent les pièces en les soulevant à la main, ou en s'aidant de leviers et de palans.

Si les ouvrages ne comportent pas une aussi grande sujétion, les pièces sont levées par des machines auxquelles le mouvement est donné par des manœuvres.

Quelquefois le levage se fait en posant les pièces une à une, et en assemblant successivement chacune avec celle qui la précède, ce qui exige qu'on les fasse porter sur des étaies ou des trétaux, jusqu'à ce que toutes se trouvant levées et assemblées, leur ensemble ait acquis de la stabilité. Quelquefois aussi les différentes parties de la charpente sont réunies d'avance sur les échafauds, soulevées et posées ensuite en masse, de sorte qu'on leur donne sur-le-champ la forme, la position et la stabilité qui leur conviennent.

Ces différentes méthodes donnant des résultats très différents pour les quantités de main-d'œuvre employées au levage, cette partie du travail est une de celles qui présentent le plus d'incertitude dans les résultats des expériences, et pour laquelle il est le plus difficile d'établir exactement des bases d'évaluation. Voici celles que nous avons cru devoir adopter.

On emploie au levage d'un mètre cube de bois, savoir :

1° Pour de petites parties, où le levage est fait entièrement à la main par des charpentiers :

Bois au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage.	20	25
Bois au-dessous de 25 centimètres d'écarrissage	30	

2° Pour les pièces de charpente d'une grandeur moyenne, lorsqu'on peut en assembler d'avance des portions, et les poser en masse, la main-d'œuvre étant faite entièrement par des charpentiers.

Bois au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage.	10	15
Bois au-dessous de 25 centimètres d'écarrissage.	20	

3° Pour de grandes pièces de charpente, telles que les fermes des cintres des voûtes, les bois étant placés successivement ou en masse, mais soulevés par des machines mues par des manœuvres.

Bois au-dessus de 25 centimètres d'écarrissage.	5 à 10

A l'égard du décintrement des voûtes, ou de la démotition des ponts provisionnels, ce qui comprend le désassemblage des pièces et leur mise en dépôts sur l'échafaud ou sur des bateaux.

On peut estimer moyennement la main-d'œuvre pour chaque mètre cube à	2 à 4

Charpente des parties supérieures.

Le prix de la charpente des parties supérieures s'évaluera d'après ce qui précède pour les différentes espèces d'ouvrages, en ajoutant au prix du travail au chantier celui du levage, et en y joignant celui du bardage, dont nous allons parler. Nous ajouterons seulement un mot sur quelques ouvrages auxquels les résultats ci-dessus ne peuvent pas s'appliquer.

Les couchis qui se placent sur les cintres pour la construction des voûtes n'exigeant aucun assemblage, ni aucune préparation au chantier, ne peuvent se compter au même prix que le reste de la charpente des cintres.

On emploie pour la main-d'œuvre d'un mètre cube de couchis, en supposant les fermes espacées à 2 mètres et l'écarrissage des bois de 20 centimètres, ce qui donne 25 mètres courants pour un mètre cube :

Percement de 13,5 trous de chacun 20 centimètres de longueur, faisant 2,70 mètres, à une heure par mètre.	2,70	
13,5 chevillettes à clouer, à 0,06 heure pour chacun	0,81	7,01
Mise en place.	3,50	

Les pièces de pont, solives et garde-grèves, pour les planchers des ponts de charpente, n'exigent d'autre travail au chantier que celui qui est nécessaire pour refaire et dresser les bois. On doit donc aussi les évaluer à part.

Main-d'œuvre d'un mètre cube de solives, en supposant les fermes espacées à 1,5 mètre; l'écarrissage des bois de 25 à 30 centimètres, ce qui donne 13,5 mètres courants pour un mètre cube, et 5 mètres de longueur aux pièces, dont deux feront la largeur du pont : chaque mètre courant comprendra :

Deux tiers d'entaille à la rencontre des sommiers, à raison de 0,5 heure pour chacune.	0,33	
Sciage d'une des extrémités de la pièce, ayant 0,15 mètre carré, à 5 heures par mètre carré.	0,75	
$\frac{1}{5}$ de joint d'about pour l'autre extrémité, à 1,30 heure	0,26	2,78
Pour dresser et refaire la pièce sur toutes ses faces, 1,10 mètre carré, à une heure. .	1,10	
Deux tiers de chevillette à clouer, à 0,06 heure	0,04	
Mise en place	0,30	
ce qui donne pour un mètre cube		37,53

La pose des madriers pour les planchers des ponts de bois pourra s'évaluer d'après ce qui a été dit ci-dessus pour les plates-formes des fondations (1).

Bardage ou transport des bois.

On transporte les grosses pièces par le moyen d'un diable. Les petites pièces, les plats-bords et les madriers, sont chargés sur des charettes ou de petits tombereaux. Lorsque la distance du transport est peu considérable, il y a quelquefois de l'avantage à porter les pièces à dos. Le bardage est une des opérations dont le prix est le moins sujet à varier suivant la nature des ouvrages, parce que si les grosses pièces sont plutôt chargées que les petites, on est aussi obligé d'employer plus d'hommes à la fois pour les mouvoir, de sorte que la dépense reste

(1) Il serait beaucoup trop long de donner les mêmes détails pour toutes les pièces qui entrent dans la construction des ponts : ce qui précède suffit pour mettre à même d'établir dans tous les cas les quantités de main-d'œuvre qu'elles exigent. Si on se trouvait embarrassé, par exemple, pour les moises horizontales, qui ne se taillent pas ordinairement sur l'épure, on ferait attention qu'elles doivent être tabletées sur place, ce qui exige au moins autant de sujétion, et on en évaluerait le travail en conséquence.

à peu de chose près proportionnelle au poids, et par conséquent au volume des bois transportés.

On emploie par mètre cube . .	pour le chargement	0,20	heure d'un diable servi par 10 manœuvres.
	pour le déchargement.	0,15	
	pour parcourir 100 mètres, aller et venir.	0,06	

On a quelquefois l'occasion, pendant la construction des ponts, de transporter des bois par eau, ce qui se fait en chargeant les pièces sur des barquettes, ou en les mettant à l'eau, et les faisant remorquer par des batelets. Nous n'essaierons pas d'estimer ici ce genre de transport dont les circonstances sont trop variables.

Déchet des bois.

Le déchet des bois dépend en partie de la nature des ouvrages, et en partie des conventions faites entre les entrepreneurs et les marchands. Nous ferons ici abstraction de cette dernière circonstance, à laquelle on devra cependant avoir égard dans chaque pays, et nous supposerons que les bois sont payés par l'entrepreneur pour le volume réel qu'ils contiennent. Ils se divisent en trois espèces : 1° les *bois en grume*, restés tels qu'ils ont été abattus, et auxquels on a seulement enlevé les branches et l'écorce ; 2° les *bois écarris* (on appelle *bois de brin* ceux qui n'ont point été refendus à la scie. Ils sont aussi désignés sous la dénomination de *bois écarris*), taillés sur quatre faces, et dressés à-peu-près parallèment à l'axe des pièces, qui peut être droit ou plus ou moins courbé ; 3° les *bois de sciage*, écarris et refendus à la scie, pour former des madriers et des plats-bords. Il est rare que les bois de sciage soient livrés par les fournisseurs ; les entrepreneurs font ordinairement refendre les pièces dans les chantiers (1).

Les Bois en grume ne s'emploient guère que pour les pieux. Le déchet qu'ils subissent résulte de ce que la longueur des pièces est toujours un peu au-dessus de celle qui a été fixée par les devis. On en coupe quelque chose à chaque extrémité pour faire la tête et la pointe, et le bois coupé perd au moins les trois quarts de sa valeur. On peut évaluer ce déchet à environ un dixième du volume primitif.

(1) Il y a beaucoup de pays où les bois sont refendus par des machines mues avec des chevaux ou par le courant de l'eau, ce qui coûte beaucoup moins. On doit alors avoir égard à cette circonstance, et estimer les plats-bords aux prix auxquels ils se livrent dans le commerce. Il faut connaître aussi les causes particulières qui influent quelquefois sur ces prix. Par exemple, on a à Paris de très beaux plats-bords en chêne et en sapin, qui proviennent du déchirage des bateaux de canal, nommés *toues*, et qui coûtent moins cher que ceux qu'on obtiendrait en débitant des bois.

Celui qu'éprouvent les bois écarris dépend de la nature des ouvrages. Il peut être estimé par approximation pour les bois dressés et refaits sur les faces à un huitième, et pour les autres à un dixième du volume primitif. Si les ouvrages contiennent des pièces courbes, il pourrait se faire qu'on ne trouvât pas dans le commerce des pièces naturellement courbées en assez grand nombre pour suffire aux travaux. Alors on doit avoir égard à cette circonstance, et augmenter convenablement la proportion du déchet.

Le déchet des bois de sciage peut être aussi évalué à un huitième de leur volume quand les joints sont dressés, et à un dixième quand les madriers sont posés bruts (1).

Déchet des bois dans les ouvrages provisoires.

La dépense des échafauds, des cintres et des ponts provisionnels, pourra, quand à la main-d'œuvre, être évaluée d'après ce qui précède. Quant aux bois qui y sont employés, il est assez d'usage d'admettre qu'après la construction et la démolition ils sont repris par l'entrepreneur, et de leur supposer un volume égal à celui qui a été compté comme mis en œuvre, en évaluant ce volume à la moitié du prix primitif. La diminution de valeur que subissent les bois dans l'emploi qu'on en fait aux ouvrages provisoires tient à l'altération qu'éprouvent leur qualité par l'effet de leur séjour sur les travaux et dans les chantiers, et à la détérioration résultant de l'exécution des assemblages et des percements des trous. Le séjour seul des bois dans les chantiers, à moins qu'il ne se prolonge pendant un grand nombre d'années, ne peut les détériorer sensiblement. Quand à l'effet de la taille des pièces et du percement des trous, il se réduit presque à rien pour beaucoup d'ouvrages, tels que les pieux d'échafaud ou de bâtardeau, les liernes et entretoises, les couchis, etc. Il est utile de se rendre compte exactement, comme on va le faire dans les exemples suivants, de la diminution de valeur que les bois éprouvent dans les divers usages qu'on peut en faire.

Considérons un pieu d'échafaud de 5 mètres de longueur, et supposons : 1° que le prix du mètre cube du bois dont il est formé soit de 75 francs; 2° que le bois de ce même pieu, s'il était partagé en morceau d'un mètre de longueur, ne pou-

(1) Il est peut-être superflu de remarquer que ces évaluations supposent qu'on tient compte dans les détails estimatifs de la perte de bois qui résulte de l'exécution des joints d'about, et qu'on ajoute aux longueurs des pièces mises en œuvre, le bois consommé par ces joints, d'après leurs dimensions fixées dans les devis.

vant plus être considéré que comme bois à brûler, ne vaudrait plus que 25 francs le mètre cube. On peut admettre (sans qu'il doive résulter d'erreurs bien sensibles de cette hypothèse) qu'en diminuant la longueur du pieu dans l'intervalle de 5 mètres à 1 mètre, le prix du mètre cube de son bois diminuera proportionnellement dans l'intervalle de 75 fr. à 25 fr. Or, en estimant ci-dessus à un dixième le déchet des bois pour les pieux, nous avons supposé que, pour façonner la tête et la pointe, on ferait perdre au pieux un dixième de sa longueur, en le réduisant de 5 mètres à 4,5 mètres, qui est la dimension pour laquelle il aurait été compté dans le détail estimatif. Après qu'il aura servi, la tête et la pointe seront émoussées; et, pour le faire servir de nouveau, soit comme pieu, soit à tout autre usage, il faudra les rafraîchir, ce qui exigera au plus que la longueur de 4,5 mètres soit réduite à 4 mètres. La longueur du pieu aura donc diminué du quart de l'intervalle de 5 mètres à un mètre : le prix du mètre cube de son bois devra donc diminuer du quart de l'intervalle de 75 fr. à 25 fr., c'est-à-dire être réduit à 62,50 francs. Par conséquent, si le pieu a 25 centimètres de diamètre, il vaudra encore $4 \times 0{,}048 = 0{,}192$ mètre cube à 62,50 francs, c'est-à-dire 12 francs. Cependant, d'après l'usage ordinaire, il ne serait repris par l'entrepreneur que pour $4{,}5 \times 0{,}048 = 0{,}216$ mètre cube à 37,50 francs, c'est-à-dire pour 8,10 francs.

Considérons ensuite une pièce de 30 centimètres d'écarrissage, qui aura servi de moise pour un cintre, et dans laquelle on aura fait des entailles de 10 centimètres de profondeur, et à une des extrémités un joint d'about de 50 centimètres de longueur. En conservant les hypothèses faites ci-dessus, la pièce, en raison de l'exécution du joint d'about, aura perdu un mètre de longueur, ce qui réduira le prix du mètre cube de bois à 62,50 francs. Quant à l'exécution des entailles, elle ne diminue point la valeur spécifique du bois, parce qu'un mètre cube de bois qui a 30 sur 20 centimètres d'écarrissage, ne vaut pas sensiblement moins qu'un mètre cube de bois de 30 sur 30 centimètres d'écarrissage : mais il en résulte que la pièce doit être censée avoir perdu un tiers de son épaisseur. Ainsi la pièce ne vaut plus que $4 \times 0{,}030 \times 0{,}20 = 0{,}24$ mètre cube à 62,50 frs., c'est-à-dire 15 francs. Comme elle a dû être comptée dans le détail estimatif comme ayant 4,5 mètres de longueur, l'entrepreneur sera censé, d'après l'usage établi, la reprendre pour $4{,}5 \times 0{,}30 \times 0{,}30 = 0{,}405$ mètre cube à 37,50 frs., c'est-à-dire pour 15,19 francs.

On voit que, d'après l'usage établi, l'entrepreneur ferait dans le cas du premier exemple un gain considérable, et qu'il n'y aurait ni gain ni perte dans le

cas du second. Mais comme il ne se trouve dans la charpente des ouvrages provisoires qu'un très petit nombre de pièces entaillées qui puissent se rapporter à ce second exemple, tandis qu'il s'en trouve au contraire un grand nombre qui sont très peu endommagées, et qui doivent se rapporter au premier, il s'ensuit qu'en général cet usage est beaucoup plus favorable aux entrepreneurs qu'à l'administration, surtout si, comme cela doit toujours être, on a soin de disposer les ouvrages provisoires de manière à ce que les pièces soient le moins entaillées et endommagées qu'il est possible, en observant qu'il suffit presque toujours de les moiser avec des plats-bords attachés par des clous ou des boulons. Ainsi il paraît que, si on ne se rend point un compte particulier pour chaque espèce d'ouvrage de la perte de valeur que le bois éprouve, et qu'on veuille continuer à adopter pour tous une proportion générale, il faudrait faire reprendre les bois par l'entrepreneur, non pas pour la moitié de leur valeur primitive, mais pour les trois quarts, ou au moins pour les deux tiers de cette valeur. Il faut observer cependant qu'il y a des cas où l'entrepreneur ne peut tirer parti des bois, après l'exécution du travail, sans les transporter à une certaine distance, ou sans les conserver quelque temps en magasin. On doit donc, avant de prendre un parti, examiner les circonstances particulières à l'ouvrage dont on fait le projet.

Il y a des travaux provisoires qu'on exécute avec des bois qui ont déjà servi une ou plusieurs fois à des travaux semblables. Tels sont les bâtardeaux, quand on forme successivement différentes enceintes pour la fondation des piles d'un pont, et qu'on réemploie plusieurs fois les matériaux qui ont servi à la première. En examinant si les bois auront besoin d'être retaillés, ou si on pourra se borner à les reposer tels qu'ils ont déjà servi, on évaluera facilement les frais de main-d'œuvre. Quant au déchet, si les bois sont retaillés, on pourra le supposer pour chaque réemploi égal à celui qui aura été compté primitivement; et, s'ils ne le sont pas, il sera peu sensible, et devra être estimé au plus au quarantième du volume primitif.

Faux frais.

Les faux frais des travaux de charpente sont assez considérables. Outre les frais de conduite, qui comprennent la paie du gâcheur qui est à la tête du chantier, qui marque les bois qui doivent être débités ou mis en œuvre, règle et dirige le travail des autres ouvriers, et celle du commis qui fait les réceptions des matériaux et qui tient registre des journées, ils comprennent: 1° les frais de chan-

tier, c'est-à-dire le louage et la clôture du terrain sur lequel il est établi, et la construction du angar sous lequel on trace les épures, et qui met les charpentiers à l'abri pendant l'hiver ; 2° les équipages, c'est-à-dire la fourniture des machines qui n'appartiennent point au gouvernement, telles que les sonnettes, chèvres, écoperches, palans, treuils, diables, etc., l'entretien de toutes, et surtout le renouvellement des cordages, dont il se fait quelquefois une assez grande consommation ; 3° les outils nommés *outils de chantiers*, qui n'appartiennent point aux ouvriers, tels que les scies. Ces faux frais peuvent équivaloir au dixième de la valeur de la main-d'œuvre.

Nous ajouterons ici quelques exemples pour l'éclaircissement de ce qui précède.

Cherchons le prix du mètre cube du bois des plates-formes de fondation, en les supposant assemblées par panneaux et fixées sous l'eau, et admettons que le prix du mètre cube de bois rendu au chantier, soit de 75 francs, celui de la journée de charpentier de 3,5 francs, et de la journée de manœuvre de 2 francs.

Les plates-formes étant supposées avoir 10 centimètres d'épaisseur, pourront être prises dans du bois de 30 centimètres d'écarrissage, refendu en trois, ou dans du bois de 20 centimètres refendu en deux. Dans le premier cas, chaque plate-forme exigera $\frac{2}{3}$, et dans le second $\frac{1}{2}$ trait de scie. Par conséquent il y aura dans le premier cas 6,667, dans le second 5, et moyennement 5,833 mètres carrés de sciage par mètre cube de plates-formes. Cela posé, on évaluera le prix du mètre cube de la manière suivante :

Un mètre cube de bois pour fourniture.	75,00	
5,833 mètres carrés de sciage, à raison de 1,4 heure de charpentier valant 0,49 franc par mètre carré.	2,86	77,86 fr.
Un huitième de déchet.		9,73
Bardage à 200 mètres, 0,47 heure d'un diable servi par 10 manœuvres valant 2 francs.	0,94	
Main d'œuvre pour l'assemblage en châssis, l'échouage et l'assujétissement sous l'eau, 3 1/2 heures de charpentier à 0,35 franc	7,35	8,29
Un dixième de la main-d'œuvre pour les faux frais		0,83
Total		96,71
Un dixième pour le bénéfice de l'entrepreneur		9,67
Total		106,38

Cherchons en second lieu le prix des fermes des cintres pour un pont de pierre composé de deux arches qui peuvent être cintrées séparément, mais dont les dimensions seraient inégales, en sorte que les bois qui auraient servi à la première devraient être retaillés pour servir à la seconde. La manière d'établir ce prix dépend de la convention qui serait adoptée. Supposons d'abord qu'en suivant la méthode ordinaire on fasse reprendre par l'entrepreneur les bois pour les deux tiers de leur valeur primitive, en leur supposant un volume égal à

celui qui a été mis en œuvre : on aura pour le prix du mètre cube de bois, pour le premier cintre,

Un mètre cube de bois pour fourniture.			75,00 fr.
Un dixième de déchet.			7,50
Main-d'œuvre au chantier : choix, mise sur ligne et jaugeage.	5,00 h.		
Taille et assemblage	15,00		
Désassemblage, numérotage et rangement.	1,00		
Total.	19,00		
19 heures de charpentier, à 0,35 franc, valent		6,65	
Bardage, comme ci-dessus		0,94	
Levage, 5 heures de charpentier, à 0,35 franc.		1,75	
10 heures de manœuvre, à 0,2 franc		2,00	15,78
Décintrement, 2 heures de charpentier, à 0,35 franc.		0,70	
4 heures de manœuvre, à 0,2 franc		0,80	
Second bardage		0,94	
Un dixième de la main-d'œuvre pour les faux frais.			1,58
Total			97,66
Un dixième pour le bénéfice de l'entrepreneur.			9,77
Total.			107,43
A déduire les deux tiers de la valeur du bois.			50,00
Reste à compter			57,43

A l'égard du second cintre, si on admet qu'en retaillant les bois ils éprouvent un déchet du quinzième, le prix du mètre cube sera :

Déchet, $\frac{1}{15}$ 75 francs.	5,00 fr.
Main-d'œuvre, comme ci-dessus	15,78
Faux frais comme ci-dessus	1,58
Total,	20,16
Un dixième pour le bénéfice de l'entrepreneur.	2,02
Total	22,18

Supposons en second lieu qu'après un compte exact du déchet que les bois subissent dans le travail des cintres, on se soit assuré que ces bois, après l'exécution du premier cintre, auront perdu les deux cinquièmes de leur valeur primitive, et qu'après l'exécution du second ils perdront encore un cinquième de leur seconde valeur : on réglera le prix du mètre cube de bois du premier cintre comme il suit :

Perte sur la valeur du bois, $\frac{2}{5}$ 75 francs.	30,00 fr.
Main-d'œuvre, comme ci-dessus	15,78
Faux frais, comme ci-dessus.	1,58
Total.	45,16
Un dixième de bénéfice.	4,52
Total.	49,68

Et, en observant que les bois ayant perdu 30 francs sur 75 ne valent plus que 45 francs, le prix du mètre cube de bois pour le second cintre sera :

Perte sur la valeur du bois $\frac{1}{3}$ 45 francs.	9,00 fr.
Main-d'œuvre, comme ci-dessus	13,78
Faux frais, comme ci-dessus.	1,38
Total	24,16
Un dixième de bénéfice.	2,42
Total	26,58

SECTION IV.

DES TRAVAUX DE MAÇONNERIE.

Les travaux de maçonnerie comportent trois objets principaux : la fabrication des mortiers, la taille des pierres et leur mise en œuvre. Nous allons les traiter successivement.

Fabrication des mortiers.

On sait que la proportion des matières qui entrent dans la composition des mortiers dépend de leurs qualités respectives. Il en est de même des déchets qu'elles subissent, et que l'expérience seule peut faire évaluer exactement. Il Il faudra donc s'occuper d'abord de déterminer : 1° combien un volume donné de chaux vive bien cuite produit de chaux éteinte, en observant que la chaux vive éprouve toujours lors de l'extinction, à raison des morceaux mal cuits ou mal broyés qui restent dans le bassin, un certain déchet, qu'on peut évaluer moyennement à un dixième; 2° dans quelle proportion la chaux éteinte devra être mêlée avec le sable ou les autres matières employées à sa place; 3° quel est le rapport du volume du mélange après la trituration avec le volume des matières mélangées.

Quant à la main-d'œuvre, celle de l'extinction de la chaux dépend de la quantité d'eau qu'elle exige, et de la distance à laquelle on est obligé de l'aller chercher. On peut l'évaluer moyennement, par mètre cube de chaux vive, à huit heures de manœuvre.

Si on ne veut point y comprendre le temps nécessaire pour aller chercher de l'eau, on comptera, pour la main-d'œuvre de l'extinction seulement d'un mètre cube de chaux vive, cinq heures de manœuvre.

Celle de la fabrication des mortiers dépend aussi du soin qu'on y apporte, et de la plus ou moins longue trituration qu'on fait subir aux matières mélangées.

On peut admettre qu'elle exige au moins douze, et au plus vingt heures de manœuvre par mètre cube de mortier fabriqué (1).

Le déchet que subit le mortier dans son emploi peut être évalué moyennement au vingtième de son volume (2).

Ouvrages en moëllon.

Ces ouvrages comprennent le transport du moëllon, depuis le chantier où il est entoisé jusqu'à l'emplacement du travail, et son emploi, soit brut, soit essémillé ou piqué, en massif et en parements de murs ou de voûtes.

Le transport se fait par des brouettes quand la distance est peu considérable.

On emploie par mètre cube de moëllons pour le . . .	chargement dans des brouettes.	0,8	heure de manœuvre.
	transport à un relais de 20 ou 30 mètre (3)	0,6	

Si la distance est plus grande, on se sert ordinairement de camions ou de petits tombereaux qui contiennent 0,21 mètre cube, et sont traînés par quatre hommes.

(1) On s'est servi dans les travaux du pont de Neuilly, pour la fabrication des mortiers, d'une machine consistant dans une espèce de rateau mu circulairement dans un bassin par un manége (OEuvres de Perronet, tome Ier). L'emploi de cette machine n'a pas paru apporter une économie bien sensible dans la main-d'œuvre; mais elle a le très grand avantage d'assurer la qualité du mortier.

(2) Quoique nous supposions ici que les prix de tous les matériaux rendus au chantier sont connus, nous observerons cependant, à l'égard du sable, que les entrepreneurs font presque toujours extraire et transporter par leurs propres ouvriers, que le prix peut en être évalué facilement, au moyen des bases données ci-dessus dans la section de la terrasse, d'après la distance de la carrière où il se trouve. S'il y était mélangé avec du caillou, il faudrait le passer à la claie. Un ouvrier payé le double des manœuvres emploie 2,5 heures à passer à la claie un mètre cube de mélange, ce qui produit plus ou moins de sable ou de caillou, suivant la proportion dans laquelle ils se trouvent mêlés.

Quelquefois le ciment est livré en poudre aux entrepreneurs : souvent ils font écraser dans leurs chantiers les tuileaux ou la brique dont il est composé. Quand ce travail est fait par des manœuvres, chaque mètre cube exige environ 65 heures. Il a été fait, lors de la construction du pont de Neuilly, par une roue mue par un cheval : chaque mètre cube exigeait 19,5 heures du cheval conduit par son charretier.

On a vu dans les chapitres précédents qu'il entrait quelquefois de la pierre cassée dans la composition des bétons. Le temps nécessaire pour casser la pierre varie suivant sa dureté et suivant la grosseur des morceaux qu'on veut obtenir : on l'évalue par mètre cube, pour la pierre meulière qui s'emploie à cet usage à Paris, à 8 heures de manœuvre environ.

(3) On suppose ici la pesanteur spécifique de la pierre = 2.

On emploie pour charger dans les camions un mètre cube de moëllons 0,83 heure de manœuvre.

On emploie par mètre cube de moëllons pour le temps du	chargement dans des camions contenant 0,21 mètre cube, en employant trois manœuvres pour charger	0,038	heure de 4,767 camions traînés chacun par 4 manœuvr.
	parcourt de 100 mètres aller et venir	0,060	
	déchargement	0,030	

Enfin, quand la distance est considérable, le transport des moëllons se fait dans des tombereaux traînés par des chevaux. Il sera facile de l'estimer au moyen des bases données ci-dessus pour les transports des terres, en comptant 0,85 heure de manœuvre pour le chargement du mètre cube dans les tombereaux, et observant que chaque cheval, que nous avons supposé pouvoir être chargé d'un demi-mètre cube de terre pesant 1500 kilogrammes, ne pourra traîner que $\frac{1,5}{2}\ 0,5 = 0,375$ mètres cube de moëllons (1).

(1) On emploie assez fréquemment pour le transport du moëllon des bards ou civières portées par des manœuvres, et on les préfère surtout aux brouettes quand la distance est courte et le chemin difficile : ce genre de transport doit être, en général, plus pénible, et par conséquent plus coûteux.

Rien ne serait plus utile que de faire connaître exactement la quantité d'action que les hommes peuvent développer, et l'effet utile qu'ils peuvent produire dans les différents genres de travaux auxquels on les emploie : on aurait ainsi le seul moyen d'évaluer la dépense avec exactitude. On pourra juger de celle des bases fixées dans le texte, en examinant les quantités d'action qu'elles supposent.

D'après la main-d'œuvre indiquée ci-dessus pour le transport du moëllon par brouettes, il s'ensuit qu'un homme, en dix heures de travail, qui est la durée moyenne que nous adoptons pour la journée, transportera $\frac{10}{0,6} = 16,7$ mètres cubes de pierre à la distance de 30 mètres en terrain horizontal, ou de 20 mètres en terrain incliné. Ainsi, la pesanteur spécifique des moëllons étant 2, l'effet utile journalier équivaudra à $16,7 \times 2 \times 30 = 1000$ kilogrammes transportés à 1000 mètres en terrain horizontal, et à $16,7 \times 2 \times 20 = 668$ kilogrammes transportés à 1000 mètres dans un terrain incliné. M. Guenyveau (Essai sur la science des machines, p. 272) le porte dans le premier cas à 1022,7 kilogrammes.

D'après les bases fixées pour le transport dans des camions, un homme transportera en dix heures $\frac{10 \times 0,21}{0,148 \times 4} = 3,547$ mètres cubes de moëllon à 100 mètres de distance. L'effet utile journalier sera donc $3,547 \times 2 \times 100 = 709$ kilogrammes portés à 1000 mètres. M. Guenyveau (*Idem*, page 271) indique pour l'effet utile obtenu communément par le transport des matériaux sur des petits charriots roulants sur le sol horizontal des galeries des mines, 600 kilogrammes portés à 1000 mètres, évaluation qui s'accordera avec la précédente, en

A l'égard du transport par eau qui a lieu quelquefois, particulièrement pour la maçonnerie des piles des ponts, il offre des circonstances trop variables pour qu'on puisse donner ici des bases fixes pour son évaluation.

Nous allons maintenant donner la main-d'œuvre exigée pour l'exécution des ouvrages en moëllon, en observant que les quantités ci-dessous comprennent l'approche des matériaux faite par des manœuvres qui servent d'aide à chaque maçon, et la construction des échafauds pour les ouvrages qui en ont besoin.

On emploie par mètre cube pour. . .	l'enmètrage du moëllon.	0,70	heure de manœuvre.
	les enrochements en moëllon jetés sous l'eau, sans sujétion	0,80	
	avec sujétion	1,00	
	les massifs en moëllons posés à sec à la main. . . .	4,00	heures d'un maçon et d'un manœuvre.
	les massifs en moëllons hourdés.	4,50	
	les massifs en moëllons des murs en élévation exigeant des échafauds	6,50	

observant que les camions sont portés sur des roues plus hautes, et que le travail à l'air libre est moins pénible que sous terre.

Le même auteur ne porte l'effet utile produit par un homme qui transporte des matériaux par le moyen d'un bard ou civière qu'à 250 ou 300 kilogrammes transportés à 1000 mètres. Cependant ses propres expériences lui ont donné celui qui a lieu pour des manœuvres chargés à dos dans des hottes, de 892 à 743 kilogrammes portés à 1000 mètres, la distance du transport étant de 36 à 70 mètres. Il ne paraît pas qu'il puisse y avoir une aussi grande différence entre ces deux modes de transport, et il serait au moins utile de s'en assurer directement.

Il est bon d'observer que, d'après la manière dont les bases du transport par camions sont établies dans le texte, on pourrait conclure que l'effet utile augmente avec la distance. Les connaissances acquises sur ces matières, connaissances qui ne peuvent guère encore être considérées que comme des aperçus, indiquent au contraire que l'effet utile diminue quand la distance augmente. Ainsi il faudrait que le transport par camions s'exécutât par relais comme le transport par brouettes, et ce n'est que dans ce cas que nos bases pourraient en évaluer la dépense avec exactitude. Mais les limites qui comprennent les distances auxquelles il est convenable d'employer les camions sont trop rapprochées pour que l'emploi de ces bases puisse conduire à des erreurs dangereuses. A l'égard des transports par tombereaux, on ne peut douter que des bases établies comme le sont les nôtres ne doivent donner des résultats un peu trop forts pour les petites distances, et un peu trop faibles pour les grandes. Il faudrait pouvoir considérer la vitesse des chevaux comme une fonction de la distance du transport, et fixer sa valeur, en sorte qu'elle répondit pour différentes distances aux différentes quantités d'action qui leur conviendraient. Mais la quantité d'action des chevaux est très loin d'être assez bien connue pour qu'on puisse essayer de déterminer la forme de cette fonction et la valeur des constantes qui doivent y entrer. Les bases données dans le texte nous semblent ce qu'on peut employer quant à présent de plus simple et de plus exact.

On emploie de plus pour la sujétion exigée par mètre carré	de parement de maçonnerie de moëllons posés à sec à la main.	0,50	heures d'un maçon.
	de parement de maçonnerie de moëllons hourdés en mortier, comprenant le rejointoiement sans sujétion, pour les murs	1,00	
	pour les voûtes	1,50	
	de parement vu, exécuté en moëllons taillés et essémillés, comprenant l'essémillage des moëllons et le rejointoiement en mortier de chaux et sable, pour les murs droits	9,00	
	pour les voûtes et parties circulaires	10,00	
	du même parement, les moëllons étant taillés à la pointe, pour les murs droits	11,00	
	pour les voûtes et parties circulaires	12,00	
On emploie par mètre carré pour rejointoyer avec soin en mortier de ciment ou autre, après l'exécution de l'ouvrage, un parement de mur en moëllons, sans échafauds		1,00	heure d'un maçon et de son manœuvre.
avec échafauds.		1,25	

Quant au déchet du moëllon, il faut remarquer qu'il y a des pays où l'usage des carriers est d'enmètrer la pierre sur des dimensions plus fortes que celles qui sont portées dans les mètrés. L'entrepreneur a donc plus de pierre qu'il n'en paie; et si, dans les détails estimatifs, on a évalué la pierre au prix du commerce, il peut se faire qu'on ne doive rien compter pour les déchets qui ont lieu dans le transport et dans l'emploi. Dans le cas où la pierre n'est livrée et payée que pour son volume réel, le déchet peut être évalué au dixième de ce volume.

La quantité de mortier qui entre dans la maçonnerie varie suivant que les moëllons ont des formes plus ou moins régulières. On peut l'évaluer au moins au cinquième, et au plus aux deux cinquièmes du volume de la maçonnerie. Comme le mortier ne sert qu'à remplir les vides que laissent les moëllons, il n'augmente point ce volume.

Le mortier qui entre dans les rejointoiements peut être évalué de 0,01 à 0,02 mètre cube par mètre carré de parement.

Ouvrages en brique.

Le bardage de la brique peut être compté à-peu-près au même prix que celui du moëllon.

Les ouvrages exigeant plus de sujétion, la main-d'œuvre est un peu plus chère.

On emploie par mètre cube.	pour les massifs en briques hourdées.	5,00	heure d'un maçon et d'un manœuvre.
	pour les massifs en briques des murs en élévation exigeant échafauds	7,00	
On emploie de plus pour la sujétion exigée par mètre carré de parement . .	de maçonnerie en briques hourdées, comprenant le rejointoiement sans sujétion en mortier de chaux et sable, sur murs droits	1,20	heure d'un maçon.
	sur voûtes ou parties circulaires.	1,80	

On emploie par mètre carré pour le rejointoiement des parements après l'exécution, sans échafauds	1,25	heure d'un maçon et d'un manœuvre.
avec échafauds.	1,50	

La brique se vend ordinairement au millier. On évalue le nombre de briques qui doit entrer dans un mètre cube de maçonnerie, d'après leurs dimensions, qui varient dans chaque pays, et l'épaisseur qu'il est d'usage de donner aux joints. Le déchet que les briques subissent dans le bardage et dans l'emploi est d'environ un vingtième.

La quantité de mortier qui entre dans la maçonnerie de briques dépend de leurs dimensions, d'après lesquelles le volume des joints peut se trouver plus ou moins considérable. Le même calcul qui aura servi à évaluer le nombre de briques employées par mètre cube, fera connaître aussi la proportion dans laquelle le mortier doit y entrer.

Ouvrages en libages.

On comprend ordinairement, sous le nom de libages, les pierres d'une trop forte dimension pour pouvoir être appelées moëllons, mais dont les parements ne sont point taillés et dressés avec soin, et qui ne peuvent, par cette raison, être classées parmi les pierres de taille.

On a vu que les libages servaient à faire des enrochements dans les rivières rapides : on les emploie aussi avec avantage à former les assises inférieures ou les chaînes dans les perrés exécutés en moëllons posés à sec, et surtout à former les premières assises des murs dont les fondations, ne reposant pas sur une plate-forme de charpente, veulent être faites avec des matériaux qui, quoique peu coûteux, offrent cependant une assiette suffisante.

Le prix des ouvrages en libages varie considérablement, parce que leur exécution peut être plus ou moins soignée. Ils tiennent en quelque sorte le milieu entre ceux en moëllon et ceux en pierre de taille, et deviennent plus ou moins chers, suivant qu'ils se rapprochent des uns ou des autres. Si les libages sont employés presque bruts, et posés sans assujétissement, soit à sec, soit à bain de mortier, la main-d'œuvre surpasse peu celle du moëllon. Si les faces sont dressées et écarries, et si chaque pierre est posée sur cales, en mettant le parement dans une position déterminée, le prix se rapproche beaucoup de celui de la pierre de taille. Nous n'entrerons donc ici dans aucun détail à l'égard de la main-d'œuvre des ouvrages en libages, qu'on estimera dans chaque cas suivant

la place que ces ouvrages occuperont d'après leur nature entre les deux limites dans lesquelles ils se trouvent compris.

A l'égard du transport du libage, si les pierres sont trop grosses pour qu'il soit possible de les charger dans des tombereaux, ce transport s'exécute comme celui de la pierre de taille sur des charrettes pour de grandes distances, et sur des binards pour de petites. Mais comme on a beaucoup moins de précaution à prendre lors du chargement, ces deux opérations sont moins longues. On évaluera le transport du libage d'après la grosseur des blocs, suivant ce qu'on trouvera ci-après pour la pierre de taille, mais en réduisant convenablement les temps du chargement et du déchargement.

Le déchet du libage peut varier entre un dixième et un cinquième du volume primitif.

La quantité de mortier qui entre dans un mètre cube de maçonnerie de libages peut varier entre un vingtième et un dixième du volume total.

Ouvrages en pierre de taille.

La première opération pour l'exécution de ces ouvrages est la taille de la pierre, dans laquelle il faut distinguer celle des joints et des lits qui n'est pas ordinairement exécutée avec beaucoup de soin, et celle des parements vus. Le temps qu'elle exige dépendant uniquement de la qualité de la pierre, doit être évalué dans chaque pays d'après des expériences spéciales, et nous n'offrirons ici que des exemples qui serviront de termes de comparaison.

L'objet principal est la taille des parements, et le temps nécessaire pour en exécuter un mètre carré étant connu, on peut s'en servir comme d'une unité pour l'évaluation des autres ouvrages.

On emploie pour la taille d'un mètre carré de parement droit	de granit.	28,00	heures de tailleur de pierre.
	de pierre calcaire des environs de Paris, nommée *roche*	9,00	
	de pierre calcaire des environs de Paris, nommée *vergelée*.	3,50	

On peut regarder le granit et le vergelé comme les pierres les plus dures et les plus tendres qui soient employées dans les constructions hydrauliques.

Ces évaluations supposent que le parement est seulement *rustiqué*, c'est-à-dire relevé entre ciselures et dressé à la pointe et à la boucharde. S'il devait être *layé*, c'est-à-dire fini avec la laie ou morteau tranchant d'un côté et d'entelé de

l'autre, puis uni avec la ripe et la molette, il faudrait ajouter les trois quarts en sus.

Le temps nécessaire pour la taille des parements droits étant connu, la main-d'œuvre des parements courbes pourra s'estimer par la fomule suivante :

$$T' = \left(1 + \frac{m}{r}\right) T$$

T = le temps de la taille du parement droit.
T' = le temps de la taille du parement courbe.
r = le rayon de courbure de la surface de ce parement.
$m = 0{,}75$.

Alors le prix du parement courbe comprendra, comme celui des parements droits, le temps nécessaire pour abattre la pierre et pour exécuter la surface.

Mais si l'abattage de la pierre a pour objet l'exécution de quelques parties rampantes, ou d'angles aigus ou obtus saillants ou rentrants, il ne peut plus être censé évalué dans le prix de la taille du parement. Quoiqu'il y ait quelques espèces de pierres pour lesquelles l'abattage soit relativement plus facile que la taille des parements, nous supposerons que les dépenses de ces deux opérations sont proportionnelles, et nous admettrons en principe que :

On emploie pour l'abattage d'un mètre cube de pierre, sans y comprendre la façon du parement que cet abattage met à découvert, dix fois le temps nécessaire pour l'exécution d'un mètre carré de parement.

En outre des abattages, on est souvent dans le cas d'exécuter des refouillements ou évidements qui exigent beaucoup plus de sujétion. La main-d'œuvre en varie considérablement suivant les dimensions des vides qu'on peut pratiquer, et suivant qu'on y emploie la pioche ou la masse et le poinçon. Nous supposerons encore ce temps proportionnel à celui qu'exige le mètre carré de parement.

On emploie pour le refouillement d'un mèt. cube de pierre exécuté sur le chantier :

la section du vide étant au-dessous de 0,0025 mètre carré.	100	fois le temps nécessaire pour l'exécution d'un mèt. carré de parement rustiqué.
la section du vide étant comprise entre 0,0025 et 0,01 mèt. carré	50	
la section du vide étant au-dessus de 0,01 mètre carré.	20	

Si le refouillement est exécuté sur le tas, la sujétion étant plus grande, on doit augmenter les bases ci-dessus d'un dixième (1).

Ces évaluations supposent seulement les parements intérieurs de l'évidement dégrossi ; s'il était nécessaire de les tailler, il faudrait compter cette taille à part, en ayant égard au plus ou moins de sujétion qu'elle exigerait suivant la nature de l'ouvrage.

(1) Pour qu'il n'y ait pas d'équivoque sur la signification des mots *abattage* et *refouillement*, nous observerons que le premier appartient au cas où la pierre est enlevée entre deux plans, de manière à former un *angle plan*, et le second à celui où la pierre est enlevée entre trois plans, de manière à former un *angle solide*.

Après la taille des parements vient celle des lits et des joints. Il est assez d'usage d'évaluer les uns et les autres aux mêmes prix : mais cette méthode est défectueuse, l'exécution des joints exigeant toujours beaucoup plus d'abattage de pierre que celle des lits. On peut compter que, d'après le degré de soin qu'on y met communément,

On emploie pour la taille . . . { des joints. . . . . 0,8 } du temps nécessaire pour la taille des parements.
{ des lits. . . . . 0,3 }

La taille des moulures pour les corniches demande une sujétion particulière. On doit évaluer d'abord l'abattage de pierre qu'elles exigent, et augmenter ensuite convenablement le prix du parement développé qui reste à tailler après l'abattage, suivant que les moulures sont plus ou moins composées.

La dépense de la taille de la pierre ne consiste pas uniquement dans la main-d'œuvre des ouvriers; il faut quelquefois avoir égard à la consommation des outils et à quelques fournitures particulières, telles que l'huile pour la taille du grès. On use jusqu'à dix pointes de marteau à la taille d'un mètre carré de granit : pour la plupart des pierres calcaires, cette dépense est peu sensible, et peut être confondue dans la somme allouée en masse pour les faux frais.

La pierre subit dans la taille un déchet plus ou moins grand, suivant que les blocs fournis par les carrières présentent des formes plus ou moins régulières, et que l'épaisseur du *bouzin* qui l'accompagne est plus ou moins considérable. On peut admettre que ce déchet varie du dixième au quart.

L'opération qui succède à la taille de la pierre est le bardage. Elle s'exécute ordinairement par le moyen d'un binard ou charriot, auquel sont attelés des manœuvres et quelquefois des chevaux ; les mêmes manœuvres chargent et déchargent les pierres. Pour évaluer exactement la dépense, nous observerons, d'une part, qu'en supposant à la pierre une pesanteur spécifique $= 2$, un homme attelé à un charriot peut en traîner environ 0,055 mètre cube, et, de l'autre, qu'on peut admettre qu'il faut six hommes pour charger et décharger les blocs de pierre. Ces six hommes suffiront donc pour le service du binard lorsque le volume des pierres ne surpassera point 0,38 mètre cube. Si les pierres sont plus pesantes, il faudra atteler un plus grand nombre de manœuvres qui perdront leur temps pendant le chargement, le déchargement et le retour; mais comme il en coûte plus pour faire mouvoir un charriot quand il est tiré par des hommes que quand il l'est par des chevaux, il y a un point où, relativement à la charge, il devient préferable d'employer des chevaux. Le volume de pierre que peut tirer un cheval étant supposé de 0,4 mètre cube, il est facile de déterminer la grosseur des

pierres pour lesquelles il convient d'atteler un ou plusieurs chevaux (1), et on trouve, en adoptant les prix qui se paient actuellement à Paris, qu'en outre des six bardeurs qui sont regardés comme nécessaires pour le service du binard, il est préférable, au lieu d'augmenter le nombre des hommes, d'atteler un cheval quand le volume des blocs de pierre est compris entre 0,60 et 0,78 mètre cube, deux chevaux quand il est compris entre 0,89 et 1,18 mètre cube, trois chevaux quand il est compris entre 1,29 et 1,58 mètre cube, quatre chevaux quand il est compris entre 1,69 et 1,98 mètre cube, et ainsi de suite.

D'après ces bases, le prix du bardage s'évaluera facilement quand on connaîtra le volume ordinaire des morceaux de pierre à transporter, en observant que le temps du chargement et déchargement peut être supposé sans inconvénient

(1) Soit A le volume du bloc de pierre, P le volume que les 6 bardeurs peuvent traîner = 0,38 mètre cube, p le volume que peut traîner un homme = 0,055 mètre cube. Si $A = P + np$, il faudra atteler n manœuvres de plus, et la dépense excédant celle des six premiers bardeurs sera μn, μ représentant le prix de la journée de manœuvre. Si au lieu d'atteler n manœuvres, on attelle un cheval, la dépense excédente sera $\nu + \rho$, ν représentant le prix de la journée du cheval, et ρ celle du charretier. En faisant $\mu n = \nu + \rho$, on tire $n = \frac{\nu + \rho}{\mu}$, valeur qui, substituée dans celle de A, donne $A = P + \frac{\nu + \rho}{\mu} p$. En mettant dans cette expression les valeurs ci-dessus de P et p, et faisant de plus $\mu = 2$, $\nu = 4$ et $\rho = 4$, on trouvera $A = 0,38 + 0,22 = 0,60$ mètre cube.

Un seul cheval suffira jusqu'à ce que le volume du bloc soit de 0,78 mètre cube, que nous ferons = P'; alors si on a $A = P' + np$, et qu'on ajoute n manœuvres, la dépense excédente sera μn; si au lieu d'ajouter n manœuvres on ajoute un cheval, la dépense excédente sera ν: en faisant $\mu n = \nu$, on a $n = \frac{\nu}{\mu}$, ce qui donne $A = P' + \frac{\nu}{\mu} p = 0,78 + 0,11 = 0,89$ mètre cube.

Deux chevaux suffiront jusqu'à ce que le volume des pierres soit 1,18 mètre cube. Il faudra en employer trois quand il sera de $1,18 + 0,11 = 1,29$ mètre cube. Trois chevaux suffiront jusqu'à ce que le volume de la pierre soit de 1,58 mètre cube; il faudra en atteler 4 quand ce volume sera de $1,58 + 0,11 + 1,69$ mètre cube, et ainsi de suite.

On pourrait demander dans quel cas il est plus économique de mettre sur le charriot un seul ou plusieurs blocs : cette question serait de pure curiosité, quant au bardage, parce que les blocs employés dans les constructions hydrauliques sont presque toujours trop forts pour que six hommes suffisent pour les traîner, et que l'emploi des chevaux étant embarrassant, on n'en attelle jamais que le moins possible; mais elle trouverait son application s'il s'agissait du transport des pierres à de grandes distances. On la résoudrait par des considérations analogues à celles qui ont été employées dans la note placée à la fin du chapitre.

proportionnel au volume des blocs, et qu'on peut fixer à une heure celui qu'exige un bloc d'un mètre cube, et en admettant toujours que le temps nécessaire pour faire parcourir au charriot 100 mètres en allant et venant, soit 0,06 heure. Pour en donner un exemple, supposons que le volume des blocs soit de 0,75 mètre cube.

On emploiera par mèt. cube de pierre de taille. . . .	pour le chargement et déchargement	0,75	heure de 1,2 charriot servi par six bardeurs et par un cheval avec son charretier.
	pour parcourir 100 mètres, en allant et venant.	0,06	

Ces évaluations supposent que le transport se fait sur un chemin horizontal et passablement bon. Dans d'autres cas, il faudrait augmenter le temps du transport en raison de la nature du chemin.

Si le charriot peut arriver jusques sur l'emplacement du travail, les bardeurs livrent immédiatement la pierre aux poseurs. Dans le cas contraire, il faut qu'elle soit élevée par des machines, opération qui s'exécute par des ouvriers nommés *brayeurs*, et qui comprend le temps nécessaire pour brayer la pierre ou l'attacher à la corde qui la soulève, celui du levage proprement dit, et celui qu'il faut pour détacher le cordage et le redescendre au pied de la machine. L'usage le plus général étant d'employer des chèvres dont le treuil est mu par des leviers, nous supposerons effectivement que le levage s'exécute de cette manière, et on jugera dans les applications si on doit laisser faire à l'entrepreneur le gain qui résulterait de l'emploi d'une meilleure machine, ou diminuer quelque chose sur nos évaluations.

La chèvre est manœuvrée par deux brayeurs qui braient la pierre, la dirigent pendant qu'elle monte, et commandent les garçons de chèvre. Le nombre de ces derniers varie suivant la grosseur des blocs. On peut admettre (la pesanteur spécifique de la pierre étant toujours 2) qu'il en faut un pour 0,125 mètre cube de pierre. Si le volume des blocs est de 0,5 mètre, la chèvre sera donc servie par quatre garçons; elle le sera par huit si le volume des blocs est d'un mètre, et ainsi de suite. Une grosse pierre n'est pas sensiblement plus difficile à brayer et à débrayer qu'une petite, et le temps qu'exige cette opération est moyennement d'une demi-heure. Quant à la vitesse de l'ascension, elle a été observée d'un mètre pour 0,1 heure, en supposant les hommes chargés comme il a été dit ci-dessus. D'après ces bases, il sera facile de connaître dans tous les cas la dépense du levage. Supposons, par exemple, que le volume des blocs soit de 0,75 mètre, et la hauteur de 8 mètres.

On emploiera par mètre cube de pierre.	pour le brayage et débrayage.	0,50	heure de 1,2 chèvre servie par deux brayeurs et six garçons.
	pour monter à 8 mètres, à raison de 0,1 heure par mètre	0,80	

La pose s'exécute par un atelier composé d'un poseur, deux contre-poseurs et un manœuvre. Les mêmes ouvriers fichent et garnissent ordinairement la pierre après l'avoir posée. Quand les travaux doivent être conduits avec beaucoup d'activité, le fichage est fait par un second atelier composé de deux ficheurs et d'un manœuvre. La diminution de dépense qui peut en résulter est trop faible pour y avoir égard.

On emploie par mètre cube de pierre.	pour la pose.	3,00	heures d'un atelier composé d'un poseur, deux contre-poseurs et un manœuvre.
	pour le fichage.	2,00	

Toutes les expériences s'accordent à indiquer que la différence d'appareil influe très peu sur le temps de la pose, et qu'il est sensiblement proportionnel au volume de la pierre mise en œuvre. Il faudrait que les blocs fussent très petits pour qu'il y eût quelque chose à diminuer de l'évaluation ci-dessus (1).

La quantité de mortier qui entre dans la maçonnerie de pierre de taille doit être proportionnelle au volume des joints; mais il y a toujours beaucoup de mortier perdu : son volume varie du dixième au vingtième du volume de la maçonnerie.

Les pierres étant posées et fichées, il reste à les ragréer et rejointoyer : ces deux opérations se font ordinairement ensemble, et quelques temps après la construction, ce qui oblige à établir de nouveaux échafauds pour leur exécution.

La dépense du ragréement dépendant du plus ou moins d'exactitude avec laquelle les pierres ont été primitivement taillées et posées, il est difficile de l'évaluer d'avance. Mais comme elle est peu considérable, il n'y a pas d'inconvénient à adopter un résultat moyen : on peut évaluer la retaille d'un parement faite sur place au quart du temps nécessaire pour la taille, et si on suppose que la cinquième partie des parements soit à retailler, le ragréement vaudra le vingtième de la taille primitive.

(1) Il n'est pas nécessaire d'y rien ajouter pour la construction des voûtes, et les expériences faites au pont de Nemours sembleraient même indiquer que la pose des voussoirs est moins chère que celle des assises des parements des murs. La pose du mètre cube de pierre a exigé à ce pont, pour les piles 2,94, pour les coussinets 3, et pour les voûtes 2,67 heures. (Expériences sur la main-d'œuvre, etc., par M. Boistard).

Quant au rejointoiement, on emploie par mètre courant de joints une demi-heure d'un maçon servi par un manœuvre.

Le volume du mortier consommé par mètre courant de joints peut être évalué à 0,001 mètre cube, eu égard à ce qu'il y en a toujours de perdu (1).

Béton, chappes et enduits.

On pourra toujours, d'après ce qu'on a dit ci-dessus sur les mortiers, évaluer la fabrication des bétons de différentes espèces, et à l'égard du bardage, qui se fait ordinairement dans des brouettes, il peut s'estimer d'après celui du moëllon. Quant à l'emploi du béton, il faut distinguer le cas où il est jeté sous l'eau à une certaine profondeur, et alors la main-d'œuvre est à-peu-près la même que celle du jet des terres à la pelle ou des enrochements en moëllon, et le cas où il est versé et arrangé avec soin dans un encaissement, et où cette main-d'œuvre doit surpasser un peu celle nécessaire pour des enrochements en moëllon exécutés avec sujétion.

La bonne exécution des chappes qui recouvrent les voûtes est un objet tellement important pour la conservation des ponts, qu'il serait à souhaiter qu'elles fussent faites en régie. La main-d'œuvre pour étendre et lisser les matières de chaque couche doit être évaluée moyennement par mètre cube à 4,5 heures d'un maçon servi par un manœuvre, et celle du battage à 1,5 heure de manœuvre par mètre carré de chacune des couches battues.

La main-d'œuvre des enduits ou couches de plâtre ou de mortier dont on recouvre quelquefois les parements des maçonneries de moëllon, est à peu de chose près la même que celle de leur rejointoiement. La quantité du mortier est un peu plus considérable.

Faux frais.

Les faux frais des travaux de maçonnerie consistent, en outre des frais de conduite, chantiers, magasins, épures, etc., dans la fourniture et l'entretien des machines et équipages destinés au levage et au transport de la pierre, des bois et cordages nécessaires pour l'exécution des échafauds, et de différents

(1) Si le rejointoiement se faisait sur d'anciennes maçonneries, il faudrait augmenter la main-d'œuvre d'un cinquième, et le volume du mortier en raison de l'épaisseur des joints et de la dégradation des pierres.

outils de chantier, tels que seaux, cribles, rouleaux, pinces, etc. Les outils servant à tailler la pierre et à poser le moëllon appartiennent aux ouvriers. On peut évaluer ces faux frais, comme ceux des travaux de charpente, au dixième de la main-d'œuvre.

SECTION V.

DES FERRURES.

Le prix des ferrures comprend leur fabrication, qui s'exécute à la forge par des serruriers ou forgerons, et leur mise en place, faite le plus souvent par les charpentiers ou par les maçons. Il faut distinguer, quant à la fabrication, les ouvrages en fonte et en fer forgé. Les premiers, surtout quand ils sont considérables, se marchandent directement par l'administration avec les propriétaires des fonderies, qui les livrent à raison de tant le kilogramme. Les autres sont généralement fabriqués sur les ateliers. Il entre peu de fonte de fer ou de cuivre dans les ouvrages qui servent à la construction des ponts ; elle ne s'emploie guère que pour quelques tuyaux d'écoulement, ou pour quelques pièces du mécanisme des ponts mobiles : ce n'est que pour les ponts dont les arches sont faites avec cette matière qu'elle devient un objet important. On fait un plus grand usage du fer forgé.

Les matériaux pour l'exécution des ferrures sont : 1° les fers, qu'on distingue en deux classes principales : les fers en barre, plats ou carrés, et les fers ronds ou triangles ; 2° la fonte, qui se livre toute fabriquée ; 3° le cuivre, qu'on emploie à l'exécution de quelques pièces particulières ; 4° le charbon de terre qui se consomme à la forge ; 5° les matières qui entrent dans les scellements, telles que le ciment, la limaille, le soufre et le plomb.

L'objet de la main-d'œuvre est, pour la fonte, l'ajustage des pièces, qui exige quelquefois le redressement des pièces faussées, la réparation à la lime et le percement des trous; pour les fers forgés, le travail de la forge, la réparation à la lime des ouvrages soignés, le taraudage des vis et écrous pour les boulons : à quoi il faudrait ajouter la pose ou mise en place. Il y a beaucoup de ferrures, surtout dans les ouvrages de charpente, dont la pose se trouve comptée dans la main-d'œuvre de ces ouvrages, ou s'évaluera par le moyen des détails que nous avons donnés dans la IIIe section. Le travail de la forge est donc, pour les ferrures de ce genre, le seul dont il reste à parler ici. Mais lorsque les ferrures

comportent différentes pièces qui doivent être ajustées ensemble sur place, telles que les garde-fous, il faut que les serruriers concourent à leur pose. Il en est de même des ferrures pour la maçonnerie quand elles sont scellées en plomb (1).

Travail des ferrures à la forge.

Le temps employé pour l'exécution des divers ouvrages dépend de leurs formes et des dimensions des fers, et comme les unes et les autres sont très variées, il est difficile de donner à ce sujet des règles générales. Il faudrait pouvoir faire ici ce qui a été fait pour la charpente; mais on n'a pas encore, à beaucoup près, les expériences qui seraient nécessaires pour entrer dans de semblables détails, et on ne peut donner sur ce sujet que des aperçus généraux.

Nous diviserons les ferrures en trois classes, suivant le degré de sujétion qu'elles exigent, savoir : 1° les fers de grandes dimensions, tels que les contre-vents dans les ponts de bois, dont le travail ne consiste que dans quelques soudures ou dans quelques ajustements aux extrémités; 2° les fers dont le travail est à-peu-près de même nature, mais dont les dimensions sont moins fortes, tels que les ancres et les crampons pour la maçonnerie, quand ils ont plus de 0,5 mètre de longueur, les barreaux et lisses des garde-fous en fer, les sabots des pieux et palplanches, les chevilles et les boulons; 3° les crampons, les chevillettes et les petits boulons, les étriers, frettes, équerres, plates-bandes, organaux et autres pièces qui sont chauffées en entier, et qui comportent des soudures et des coudes.

On emploie à la fabrication d'un kilogramme de fer.	pour la première classe.	0,10	heure d'un forgeron et de son aide (2).
	pour la seconde.	0,40	
	pour la troisième	0,70	
Le déchet du fer peut être évalué à .	pour la première classe.	0,03	du poids primitif.
	pour la seconde.	0,08	
	pour la troisième	0,10	
Le volume du charbon employé par kilogramme de fer est. . . .	pour la première classe, de	0,0001	mètre cube.
	pour seconde, de	0,0006	
	pour la troisième, de.	0,0010	

(1) Il peut être utile d'observer que les journées de forgeron ou serrurier sont généralement de douze heures, été et hiver, et se paient par conséquent le même prix dans les différentes saisons.

(2) Des ouvrages soignés, et qui exigeraient qu'on donnât au fer des formes particulières en le forgeant à plusieurs reprises et le travaillant à la lime, tels que des gonds, charnières, etc., emploieraient par kilogramme d'une heure à une heure et demie d'un forgeron servi par son aide, suivant les dimensions.

Le taraudage des vis et écroux pour les boulons exige un travail particulier qui doit être compté à part. On peut l'évaluer pour chaque boulon, suivant sa grosseur, de 0,2 à 0,5 heure de forgeron pour la vis et pour l'écrou.

Quant à la pose des fers, si elle est faite par les forgerons, elle pourra s'évaluer comme il suit :

On emploie pour la pose d'un kilogramme de fer, comprenant le transport du chantier sur le travail.	pour la première classe	0,04	heure de forgeron et de son aide.
	pour la seconde.	0,20	
	pour la troisième	0,40	

Quant aux scellements, il est difficile de prévoir d'avance le volume des matières qu'ils consommeront, et il ne se compte ordinairement qu'après l'exécution du travail. On ne doit point faire entrer en considération le bois ou le charbon nécessaire pour fondre ces matières : il fait partie des faux frais.

Faux frais.

Ils sont considérables, tous les outils étant fournis par l'entrepreneur. On les estime ordinairement le cinquième de la main-d'œuvre pour les ouvrages des bâtiments civils. Ils s'élèvent moins haut pour les ouvrages des ponts et chaussées, et ne doivent pas être évalués à plus du septième de la main-d'œuvre.

SECTION VI.

DE LA PEINTURE ET DU GOUDRONNAGE DES BOIS.

Peinture.

La peinture est un objet très important dans les travaux de bâtiment, tant par la dépense qu'elle cause que par la variété des matières qu'elle emploie et la multiplicité de leurs combinaisons. Dans les travaux des ponts et chaussées, la peinture est au contraire en général une partie fort accessoire.

On n'applique guère la peinture que sur les bois et les fers : les derniers se peignent en noir; les premiers en couleur olive, ou en jaune un peu mêlé de rouge, pour imiter à-peu-près leur couleur naturelle. Cette dernière teinte serait plus agréable si l'on y faisait entrer du blanc; mais le prix de cette couleur

est assez élevé, quand on veut qu'elle soit de bonne qualité. La peinture n'ayant d'autre objet que de garantir les bois des effets de l'humidité, en fermant leurs pores par un enduit que l'eau ne puisse traverser, les couleurs sont toujours préparées à l'huile.

Les matériaux qui servent à la peinture dans les travaux des ponts se réduisent donc, quant aux couleurs, au noir de charbon et aux ocres rouge et jaune, et quant aux liquides nécessaires pour les broyer et détremper, à l'huile de lin (qui est à la fois la moins chère et la plus grasse, et par conséquent la plus propre à conserver les bois) et à l'essence de térébenthine, qu'il est presque toujours avantageux de mêler avec l'huile, et qui accélère la dessication des couleurs. Quand on veut les faire sécher encore plus promptement, on ajoute un peu de litharge, qui doit être broyée et réduite en poudre.

La main-d'œuvre des travaux de peinture comprend deux opérations : le broyage des couleurs et l'impression ou peinture proprement dite.

On emploie pour broyer à l'huile un kilogramme. . . .	d'ocre rouge.	8,5	heures de garçon broyeur.
	d'ocre jaune.	6,5	
	de noir de charbon.	8,5	

Quant à la quantité d'huile nécessaire pour cette opération,

Il faut pour le broyage d'un kilogramme. . . .	d'ocre rouge.	0,3	kilogramme d'huile.
	d'ocre jaune.	0,3	
	de noir de charbon.	0,8	

Les couleurs étant broyées, il faut les détremper, c'est-à-dire les délayer dans la quantité d'huile qui convient pour les mettre dans le cas d'être employées.

Il faut pour détremper un kilogramme.	d'ocre rouge	0,62	kilogramme d'huile.
	d'ocre jaune	0,73	
	de noir de charbon	1,17	

Si on veut employer de l'essence, on substitue à cette quantité d'huile un mélange d'huile et d'essence dans lequel cette dernière peut entrer pour moitié. On ajoute quelquefois au mélange $\frac{1}{8}$ de litharge. Il sera facile de juger d'après cela du prix auquel reviendra le kilogramme de chacune des couleurs prêtes à être employées.

Quant aux proportions dans lesquelles on les combine, elles varient suivant les teintes qu'on veut obtenir. On mêle ordinairement un quart de rouge et trois quarts de jaune, pour faire la couleur jaune-rougeâtre dont nous avons parlé; et un quart de noir de charbon sur trois quarts de jaune, pour la couleur olive. On peut évaluer comme il suit la quantité de couleur consommée pour la peinture, en prenant un résultat moyen entre ceux qui conviennent aux deux couches qu'on applique ordinairement l'une sur l'autre.

On emploie pour la peinture d'un mètre carré.	en jaune-rougeâtre sur les bois	0,12	kilogramme de couleur détrempée.
	en couleur olive sur les bois.	0,11	
	en noir sur les fers	0,08	

Le déchet des matières peut être évalué à un vingtième du poids primitif.

Enfin, à l'égard du temps nécessaire pour apprêter la teinte, la détremper et l'appliquer,

On emploie par mètre carré. . .	sans échafauds	0,2	heure d'un peintre.
	avec échafauds volants.	0,5	

Pour faire voir par un exemple la manière dont on doit faire usage de ces bases, nous supposerons qu'on veut savoir ce qu'il en coûte par mètre carré pour peindre les bois en couleur olive.

Il faut d'abord chercher le prix de chacune des couleurs broyées qui servent à composer cette teinte.

Un kilogramme d'ocre vaut	0,20 fr
0,5 kilogramme d'huile pour le broyer, à 2 francs.	1,00
6,5 heures de garçon broyeur, à 0,35 francs.	2,27
Total pour 1,5 kilogramme.	3,47
Et pour un kilogramme.	2,31
Un kilogramme de noir de charbon vaut	0,20
0,8 kilogramme d'huile pour le broyer, à 2 francs.	1,60
8,5 heures de garçon broyeur, à 0,35 franc	2,97
Total pour 1,8 kilogramme	4,77
Et pour un kilogramme.	2,65

Puis le prix de ces mêmes couleurs quand elles auront été détrempées.

Un kilogramme d'ocre jaune broyé.	2,31
0,73 kilogramme d'huile et d'essence, à 1,90 franc.	1,39
Total pour 1,73 kilogramme.	3,70
Et pour un kilogramme.	2,14
Un kilogramme de noir broyé.	2,65
1,17 kilogramme d'huile et d'essence, à 1,90 franc.	2,22
Total pour 2,17 kilogrammes	4,87
Et pour un kilogramme.	2,25

Le prix du kilogramme de couleur mélangée sera donc :

0,75 kilogramme d'ocre jaune, à 2,14 francs	1,61
0,25 kilogramme de noir de charbon, à 2,25 francs.	0,56
Total	2,17

Ce qui donne enfin pour le prix du mètre carré de peinture, pour une couche :

0,11 kilogramme de couleur, à 2,17 francs	0,239	0,251 fr.
$\frac{1}{20}$ de déchet.	0,012	
0,2 heure de peintre, à 0,45 franc.	0,090	0,103
$\frac{1}{7}$ de la main-d'œuvre pour les faux frais.	0,013	
$\frac{1}{10}$ de bénéfice.		0,035
Total		0,389

Goudronnage.

Le goudronnage peut être appliqué sur des bois neufs, ou sur des bois qui aient déjà été goudronnés : dans ce dernier cas, il faut tenir compte de la main-d'œuvre du grattage.

On emploie par mètre carré, compris le chauffage du goudron	pour le grattage	0,01	heure d'un peintre.
	pour le goudronnage, sans échafauds. . . .	0,07	
	avec échafauds volants	0,10	

Il entre par mètre carré de surface goudronnée environ 0,0003 mètre cube de goudron quand les bois sont neufs, et 0,0002 quand ils ont déjà été goudronnés (1).

Faux frais.

Ils peuvent être évalués au septième de la main-d'œuvre, en y comprenant la fourniture des bois et cordages pour les échafauds, des échelles, etc., et le combustible consommé pour le chauffage des matières.

SECTION VII.

DU PAVAGE.

Les observations faites sur les travaux de pavage ont démontré qu'ils coûtaient beaucoup moins quand ils étaient exécutés par des ateliers complets, tels que les emploient les entrepreneurs des ponts et chaussées, que quand ils le sont par un seul paveur aidé d'un manœuvre, comme cela se fait pour les travaux de bâtiment. Cette circonstance est une suite nécessaire des effets de la division du travail. Nous supposerons ici qu'on emploie pour l'exécution de ces

(1) Dans les pays où le goudron se vend au poids, on estimera le prix du mètre cube en se rappelant que la pesanteur du goudron est à très peu de chose près la même que celle de l'eau.

travaux un atelier composé de six paveurs servis par autant de garçons, conduits par un chef d'atelier, et suivis d'un dresseur.

Les matériaux de ces travaux sont : 1° le pavé de grès, soit d'échantillon pour les chaussées fréquentées par les voitures, soit refendu en deux pour les trottoirs et autres endroits où il ne passe que des gens de pied; 2° les cailloux roulés et les galets de mer, employés avec avantage dans les pays où on peut s'en procurer; 3° la pierre calcaire ou la meulière (1), qui forme ce qu'on nomme les chaussées en blocage; 4° le sable; 5° le ciment et la chaux, pour les parties où le pavé est scellé en mortier (2).

Le transport des pavés s'estimera facilement, au moyen de ce qui a été dit ci-dessus dans les Ire et IIIe sections, quand on connaîtra la pesanteur spécifique du grès, qui est ordinairement comprise entre 2 et 2,5; et comme les pavés se paient au compte, et non au mètre cube, il faudra, d'après les dimensions sur lesquelles ils sont écarris, calculer ce que peuvent en porter des tombereaux attelés d'un, deux ou trois chevaux, qui doivent être employés respectivement, suivant que les distances sont plus ou moins considérables. Mais le bardage, tant du pavé que du sable, ne doit se compter qu'autant qu'ils auraient dû être approvisionnés dans un endroit éloigné de l'emplacement du travail. Ce cas excepté, l'approche des matériaux se fait par les garçons qui servent les paveurs et font partie de l'atelier.

La main-d'œuvre du pavage comprend pour les chaussées : 1° le déblai de la forme, qui se fait par des terrassiers, et qui s'évalue à part suivant les bases données dans la première section; 2° le régalage du sable sur 20 centimètres d'épaisseur; 3° la pose du pavé; 4° le dressage ou battage à la hie; 5° le régalage d'une couche de sable ordinairement de 4 à 5 centimètres d'épaisseur, sur la superficie du pavé.

(1) Nous indiquons ici les matériaux qu'on emploie le plus généralement : le genre de pavage varie beaucoup dans les différents pays. Les rues de Londres sont en grande partie pavées avec une espèce de granit. A Milan, elles le sont partie en dalles de pierre, et partie en cailloux roulés. A Florence, elles le sont entièrement en dalles. A Rome, on emploie une pierre volcanique très dure, nommée *selcio*, qui se débite sur différents échantillons. A Venise, on pave avec de la brique posée de champ, et elle sert aussi dans toute l'Italie pour les endroits où il passe peu de voitures.

(2) On emploie quelquefois à Paris, pour le scellement du pavé, la terre salpétrée, après qu'elle a été lessivée : elle sert particulièrement dans les endroits peu fatigués par les voitures, et exposés à être lavés par les eaux.

On emploie pour l'exécution d'un mètre carré de pavage neuf, sur forme de sable, 0,06 heure d'un atelier composé comme il est dit ci-dessus (1).

La quantité de pavés qui entrent dans chaque mètre carré dépend de leurs dimensions et de l'épaisseur des joints, qui ne devrait pas surpasser un centimètre. A Paris et aux environs, les pavés dits d'échantillon sont écarris sur environ 22 à 24 centimètres; on en compte ordinairement 17 pour chaque mètre carré. Le déchet du pavé peut être évalué à un vingt-cinquième. Le sable qui remplit les joints est pris aux dépens de la forme.

La main-d'œuvre du blocage et du pavage en cailloux roulés est sensiblement la même que celle du pavé de grès. La quantité des matériaux dépend de la grosseur des pierres ou cailloux, et de leur épaisseur.

Le pavé scellé en mortier pour les trottoirs est plus petit que le pavé d'échantillon. Il provient ordinairement de ce dernier, qu'on refend en deux, et qu'on pose à plat. On peut évaluer le temps nécessaire pour refendre et écarrir 50 gros pavés, à 5 heures d'un ouvrier payé au moins le double des manœuvres. Le déchet qui résulte de cette opération est d'environ un quinzième, et comme la refente et l'écarrissage du pavé diminue toujours un peu son échantillon, et qu'on fait les joints plus petits, il entre au moins 20 pavés au lieu de 17 dans le mètre carré. L'épaisseur de la couche de mortier sous le pavé est d'environ 3 centimètres, et, à raison de ce qui est consommé par les joints, on peut porter le volume du mortier à 0,05 mètre cube par mètre carré. On met sous le mortier une couche de sable plus ou moins épaisse, et le pavé en est toujours recouvert après l'exécution.

Ce pavage ne peut s'exécuter par les ateliers complets indiqués ci-dessus, parce qu'il se fait toujours en petites parties; la main-d'œuvre en est donc plus coûteuse : elle est par mètre carré de 0,7 heure d'un paveur aidé par un manœuvre, ce qui comprend l'approche des matériaux, mais non la fabrication du mortier, qui s'évalue comme il a été dit dans la IIIe section.

Les faux frais, en outre des équipages pour les transports, consistent dans la forniture des couperets pour refendre le pavé, des seaux, pelles, pioches, pinces, marteaux, etc., les seuls outils dont se fournissent les ouvriers étant les truelles et les petits marteaux : il a été reconnu que ces faux frais s'élevaient au douzième de la main-d'œuvre.

(1) Pour les relevés à bout, dont la main-d'œuvre comprend l'arrachage du pavé, la mise au rebut de celui qui est défectueux, et la retaille de quelques-uns des pavés qui resservent, il faut ajouter deux arracheurs à l'atelier, dont la composition est indiquée ci-dessus, et le temps du travail doit en outre être augmenté d'un sixième.

NOTE

SUR LE TRANSPORT DES TERRES.

On se propose dans cette note d'examiner quelle proportion on doit établir entre la capacité des tombereaux employés aux transports, et la distance qu'ils parcourent. Faisons

q = le volume des matières que peut porter un cheval ;

t = le temps du chargement d'un mètre cube de matières par un ouvrier (la journée de travail étant l'unité de temps) ;

T = le temps nécessaire aux tombereaux pour parcourir un mètre de distance ;

τ = le temps du déchargement du tombereau ;

quantités qui sont regardées comme constantes :

m = le nombre de chargeurs ;

n = le nombre de chevaux attelés à chaque tombereau ;

D = la distance du transport ;

quantités qui sont censées variables, et dont il faut déterminer les relations dans la supposition que le prix du mètre cube transporté à une distance donnée est un *minimum* :

μ = le prix de la journée d'un chargeur ;

ν = le prix de la journée d'un cheval ;

ρ = le prix de la journée du charretier.

On fait pour abréger $qt = t'$.

Le temps du chargement de chaque tombereau est $\frac{t'n}{m}$; par conséquent si le nombre des tombereaux est tel que les chargeurs soient continuellement occupés, ce nombre est égal à $\frac{m}{t'n}$. Cela posé on a

Temps que chaque tombereau met à faire un voyage . . $= \frac{t'n}{m} + 2\,DT + \tau$.

Nombre de voyages qu'il fait par jour. . . . . $= \frac{1}{t'\frac{n}{m} + 2DT + \tau}$.

Volume des matières qu'il porte à chaque voyage. . . $= qn$

Volume des matières portées par jour par tous les tombereaux $= \frac{mq}{t'\left(t'\frac{n}{m} + 2DT + \tau\right)}$.

Dépense faite par jour. . . . . $= \frac{m}{t'}\left(\mu t' + \nu + \frac{\rho}{n}\right)$.

En divisant la dépense par le volume des matières transportées, on aura pour le prix du transport du mètre cube

$$\frac{1}{q}\left(t'\frac{n}{m}+2\,DT+\tau\right)\left(\mu t'+\nu+\frac{\rho}{n}\right),$$

ou, en faisant pour abréger $\mu t'+\nu=P$,

$$\frac{1}{q}\left(t'\frac{n}{m}+2DT+\tau\right)\left(P+\frac{\rho}{n}\right). \qquad (\alpha)$$

On voit que le prix du transport diminue à mesure que le nombre des chargeurs augmente, quel que soit celui des chevaux. Il faudra donc faire toujours ce nombre le plus grand possible; mais il est limité par la condition que les ouvriers ne s'embarrassent point dans leur travail. En supposant m constant dans l'expression précédente, et différentiant par rapport à n, la condition du *minimum* donnera l'équation

$$P\,t'\,n^2-\rho\,(2DT+\tau)\,m=0,$$

qui établit la relation entre D et n, et donne le nombre de chevaux qu'il convient d'atteler aux tombereaux par une distance donnée, en raison du nombre de chargeurs qu'on emploie. On en tire les deux valeurs

$$n=\left(\frac{\rho\,(2DT+\tau)\,m}{P\,t'}\right)^{\frac{1}{2}}, \qquad D=\frac{1}{2T}\left(\frac{P\,t'\,n^2}{\rho\,m}-\tau\right).$$

Il faut observer que la première équation donne pour n des valeurs fractionnaires, qui ne peuvent pas être admises dans la pratique. Nous en conclurons seulement que n doit augmenter avec D.

Pour savoir maintenant jusqu'à quelle distance on doit faire $n=1$, $n=2$, $n=3$, etc., nous observerons que la distance où on doit cesser d'employer n chevaux, est déterminée par la condition que le prix du transport devienne le même, soit qu'on emploie n ou $n+1$. En mettant donc $n+1$ à la place de n dans l'expression (α), on aura

$$\frac{1}{q}\left(t'\frac{n+1}{m}+2DT+\tau\right)\left(P+\frac{\rho}{n+1}\right);$$

égalant celle-ci avec la première, et tirant la valeur de D, on trouvera

$$D=\frac{1}{2T}\left(\frac{P\,t'\,n\,(n+1)}{\rho\,m}-\tau\right). \qquad (6)$$

Les valeurs de D étant d'autant plus petites que m est plus grand, il s'ensuit qu'il est d'autant plus essentiel de proportionner la charge des tombereaux à la distance du transport, qu'on emploie davantage de chargeurs.

Pour donner une application de ces résultats, nous supposerons qu'on emploie 3 chargeurs, ce qui donne $m=3$, et nous admettrons les valeurs suivantes des autres quantités : $q=0{,}5$ mètre cube, $t=0{,}07$ jour, $T=0{,}00003$ jour (ce qui suppose aux chevaux une vitesse de 3000 mètres par heure), $\tau=0{,}005$ jour, d'où il résulte $t'=qt=0{,}035$ jour; et $\mu=2$ francs, $\nu=4$ francs, $\rho=4$ francs, d'où il résulte $P=\mu t'+\nu=4{,}07$ francs.

En mettant ces valeurs dans l'expression (ε), elle deviendra

$$D = 197{,}83\,(n+1)\,n - 83{,}33,$$

et donnera pour

$n = 1$ . . . . . $D = 315$ mètres.
$n = 2$ . . . . . $D = 1104$.
$n = 3$ . . . . . $D = 2111$.
$n = 4$ . . . . . $D = 3873$.
etc.

D'où il suit que, lorsqu'on se sert de 3 chargeurs, on doit atteler un cheval au tombereau jusqu'à 315 mètres de distance, 2 chevaux jusqu'à 1104 mètres, 3 chevaux jusqu'à 2111 mètres, 4 chevaux jusqu'à 3873 mètres, etc.

En substituant les mêmes valeurs dans l'expression (α), elle donne pour le prix du transport du mètre cube exprimé en francs

$$0{,}134 + 0{,}095\,n + \frac{0{,}04}{n} + \left(0{,}000488 + \frac{0{,}00048}{n}\right)D,$$

qui devient pour

$n = 1$ . . . . . $0{,}269 + 0{,}000968\,D$,
$n = 2$ . . . . . $0{,}344 + 0{,}000728\,D$,
$n = 3$ . . . . . $0{,}432 + 0{,}000648\,D$,
$n = 4$ . . . . . $0{,}524 + 0{,}000608\,D$,
etc.

expressions qu'il faut employer respectivement suivant que les distances sont comprises dans les intervalles indiqués ci-dessus, et que les tombereaux sont attelés de 1, 2, 3, 4, etc., chevaux.

FIN DU QUATRIÈME ET DERNIER LIVRE.

APPENDICE.

Sur la résistance des murs aux poussées.

En calculant, dans les chapitres III et IV du IIe livre, la résistance que les murs opposent par l'effet de leur stabilité à la poussée des voûtes ou à celles des terres, on les a considérés, ainsi que tous les auteurs l'ont fait jusqu'à présent, comme des masses indivisibles, ou du moins comme des masses dont les parties sont assez bien liées entre elles pour que leur adhérence surpasse les forces qui tendent à les désunir, en sorte que ces murs ne peuvent céder qu'en glissant sur leur fondation, ou en tournant autour d'une des arêtes de leur base.

Malgré tout ce que cette hypothèse, généralement adoptée, a de précaire, ou même de faux, je ne sache pas qu'on ait tenté de lui substituer une considération plus satisfaisante. Ayant eu occasion de m'occuper de cette matière (1), il m'a paru que la manière la plus convenable d'introduire dans la question l'hypothèse de la divisibilité du mur, était d'observer qu'en tournant autour de son arête extérieure, ce mur tendait à laisser sur sa fondation un prisme de maçonnerie séparé par un plan incliné passant par cette arête, lequel prisme ne pourrait être soulevé qu'autant que l'effort résultant de son poids serait moins grand que la force d'adhésion exercée sur la surface de séparation. Il faudrait donc, si cette force d'adhésion n'était pas suffisante, ce qui ne peut manquer d'arriver pendant quelques mois après la construction, retrancher du moment de stabilité du mur, celui du prisme qui s'en séparerait si ce mur prenait un mouvement de rotation.

Quant à l'inclinaison du plan de séparation, il est facile de la déterminer. Soit

α, l'angle que ce plan fait avec l'horizon ;

c, la force de cohésion des mortiers sur l'unité de surface ;

a, l'épaisseur du mur ;

Π, la pesanteur spécifique de la maçonnerie.

La longueur de la ligne de rupture sera $a\sqrt{(1+tang.^2\alpha)}$, et le moment de la force de cohésion exercée sur cette ligne, pris par rapport au point de rotation, sera $\frac{1}{2}a^2(1+tang.^2\alpha)c$. Le poids du prisme de maçonnerie séparé est $\frac{1}{2}\Pi a^2 tang.\alpha$, et le moment de ce poids, pris par rapport au même point, est $\frac{1}{3}\Pi a^3 tang.\alpha$. Ainsi, si l'effort du poids du prisme faisait équilibre à celui de la force de cohésion, on aurait

$$\frac{1}{2}a^2(1+tang.^2\alpha)c = \frac{1}{3}\Pi a^3 tang.\alpha,$$

(1) En écrivant des notes pour une nouvelle édition de la Science des Ingénieurs de Bélidor, qui s'imprime chez Firmin Didot.

d'où on déduit

$$c = \tfrac{2}{5}\,\Pi\, a\,\frac{tang.\,\alpha}{1 + tang.^2\,\alpha}.$$

Il est évident que l'angle α doit être déterminé par la condition que cette valeur de c soit la plus grande possible. En égalant à zéro la différentielle du second membre, on trouve $tang.\,\alpha = 1$, d'où il suit que le plan de séparation du prisme immobile est incliné sur la base du mur de la moitié d'un angle droit.

Ce résultat très simple est confirmé d'une manière remarquable par les expériences que M. Mayniel a faites à Juliers, et par une observation qu'il rapporte en ces termes : *Un mur de 20 pieds de hauteur, dont on avait laissé consolider la maçonnerie, s'est rompu au niveau du sol, en formant une ligne de rupture qui eût pu dans le profil être la diagonale d'un carré qui eût eu pour côté l'épaisseur du mur.* (Traité de la poussée des terres, page 98).

Si le mur était consolidé par derrière par des contreforts, il faudrait également faire abstraction, dans le calcul de son moment de stabilité, de la partie des contreforts qui se trouverait au-dessous d'un plan incliné de 50 grades passant par l'arête extérieure de sa base. Il est aisé de s'assurer par le calcul que la stabilité des murs, estimée de cette manière, se trouve diminuée de près du quart.

Sur la résistance du fer à un effort de traction.

J'ai eu connaissance après l'impression du chapitre III du IIIe livre, à la suite duquel se trouve une note qui contient des recherches sur la résistance du fer, de quelques expériences que le marquis Poleni a faites à Rome sur la force de traction du fer forgé, lorsqu'il a entouré le dôme de Saint-Pierre de plusieurs cercles de cette matière (1). Il a employé à cet effet huit petits barreaux de 3,72 millimètres d'écarrissage, provenant de diverses forges, qui ont offert une force de traction depuis 41,11 jusqu'à 49,76 kilogrammes par millimètre carré. La force moyenne s'est trouvée de 44,52 kilogrammes. Ce résultat s'accorde d'une manière remarquable avec celui des expériences de M. Perronet (voyez ci-dessus, pages 134 et 135) : il est un peu plus fort, ce qui tient sans doute à ce que les fers essayés étaient plus petits.

Poleni a fait quelques autres expériences relatives à l'objet qu'il se proposait. Il a trouvé qu'un barreau en fer forgé, plié sous la forme d'un octogone, et soumis à des efforts qui s'exercent dans le sens des rayons passant par les angles de cet octogone, exige, pour être rompu, une force plus que sextuple de celle qui serait nécessaire pour rompre le même barreau, en le tirant dans le sens de sa longueur. Il observe que si le nombre des côtés du polygone augmentait, l'effort augmenterait aussi, et qu'il doit être très grand dans le cercle, qui peut être considéré comme un polygone d'une infinité de côtés. Cependant il admet seulement dans ses calculs que la résistance qu'oppose un cercle de fer à un effort qui s'exerce du

(1) *Memorie istoriche della cupola del tempio Vaticano.* Les mesures employées par Poleni ont été réduites en mesures française, d'après les nouvelles tables rédigées à Rome sous les yeux de la Consulte.

centre à la circonférence, est six fois plus grande que celle d'un barreau des mêmes dimensions tiré dans le sens de sa longueur.

M. Duleau, ingénieur des ponts et chaussées, a fait à Bordeaux, sous les yeux de M. Deschamps, inspecteur divisionnaire, des expériences sur la force du fer forgé, et sur la manière dont résistent des pièces cintrées faites avec cette matière. Elles sont parvenues trop tard à ma connaissance pour qu'il me fût possible d'en profiter dans la rédaction de ce volume; mais on ne tardera pas sans doute à faire jouir le public de résultats également précieux par les grandes dimensions des pièces qui ont été soumises aux épreuves, et par l'intelligence avec laquelle ces épreuves ont été dirigées.

TABLE

DES MATIÈRES CONTENUES DANS LE DEUXIÈME VOLUME.

LIVRE TROISIÈME.

Des cintres, des ponts en bois et en fer, et des ponts mobiles . . . . . page 5
CHAPITRE PREMIER. Des cintres servant à la construction des voûtes . . . . . *idem.*
De la manière de régler la force des cintres, d'après la charge qu'ils supportent . . . 12
Note sur la manière de calculer la force des pièces de bois 19
CHAPITRE II. Des ponts de bois 31
Section première. Description des principaux ponts de bois . . . . . *idem.*
Tableau des principales dimensions des ponts construits ou projetés par M. Wiebeking . 66
Section II. De l'établissement des ponts de bois. 67
Des palées. . . . . *idem.*
Des travées et des arches 69
Des planchers et des parapets. 78
De la manière d'évaluer la force des bois dans les ponts de charpente 80
Note première. Sur la force que doivent avoir les assemblages dans les fermes de charpente composées d'un système de leviers. 90
Note II. Exemple d'application du calcul à la résistance des cintres. 94
CHAPITRE III. Des ponts de fer. 101
Section première. Description des principaux ponts de fer. . . . . *idem.*
Section II. De l'établissement des ponts de fer. 112
De la manière d'évaluer la résistance des fers dans les ponts 119
Note sur l'évaluation de la force du fer 123
CHAPITRE IV. Des ponts mobiles. 137
Des ponts-levis 138
Des ponts à bascule. 140
Des ponts roulants. 143
Des ponts tournants 148

LIVRE QUATRIÈME.

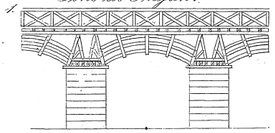
Des détails de la construction des ponts, et de l'évaluation des prix des ouvrages page 153
CHAPITRE PREMIER. De l'établissement des fondations. . . . . *idem.*
Des fondations sur le terrain naturel. 154
Des fondations sur pilotis 157
Des fondations par encaissement et sur radier général. 164
De la manière de sonder le terrain. 168
CHAPITRE II. Des opérations préliminaires de la fondation des ponts 171
SECTION PREMIÈRE. Du déblai des terres. . . . . *idem.*
SECTION II. Des échafauds pour l'exécution des fondations 178
SECTION III. Du draguage et du régalage 179
SECTION IV. Des bâtardeaux 185
SECTION V. Des épuisements 192
Du baquetage 196
De la vis d'Archimède. 197
De la roue à tympans 199
Du chapelet incliné. 201
Du chapelet vertical. 203
Des pompes. 206
Des machines mises en mouvement par une roue à aubes exposées au courant de la rivière 207
Comparaison des machines à épuiser. 211
CHAPITRE III. Des opérations qui ont lieu dans la fondation des ponts 213
SECTION PREMIÈRE. Du pilotage. . . . . *idem.*
Du battage des pieux et des palplanches. 219
Du récépage. 226
De l'arrachage 229
SECTION II. Des enrochements. 230
Des enrochements en pierre sèche. . . . . *idem.*
Des enrochements en béton 234
SECTION III. Des fascinages. 243
SECTION IV. Des grillages et plates-formes, et des basses palées. 244
SECTION V. Des caissons. 247
De la manière de raccorder les constructions exécutées dans des caissons séparés. . . 253
NOTE PREMIÈRE. Sur la vîtesse nécessaire à l'eau pour entraîner différentes matières. . 255
NOTE II. Sur le transport des gros blocs de pierre qui servent dans les enrochements à la mer 257
CHAPITRE IV. De la construction des parties supérieures 259
Du levage des cintres et des travées des ponts de charpente. . . . . *idem.*

Du service de la maçonnerie pour les piédroits et pour les voûtes. . . . page 261
De la construction des piédroits 264
De la construction des voûtes 267
De la construction des perrés 276
CHAPITRE V. Des prix des ouvrages servant à la construction des ponts, d'après la quantité de matériaux et la main-d'œuvre qu'ils exigent 277
SECTION PREMIÈRE. Des travaux de terrassements 280
Fouille des terres 281
Transport des terres . . . . . *idem.*
Régalage et pilonnage 284
Revêtement en gazons. . . . . *idem.*
Draguage. 285
Faux frais. . . . . *idem.*
SECTION II. Des fascinages et clayonnages 287
SECTION III. Des travaux de charpente. 288
Détails élémentaires de main-d'œuvre. . . . . *idem.*
Pieux et palplanches. 290
Échafauds. . . . . *idem.*
Bâtardeaux 291
Charpente des fondations. 292
Travail des bois dans les chantiers 293
Levage. 295
Charpente des parties supérieures. 296
Bardage ou transport des bois. 297
Déchets des bois 298
Déchet des bois dans les ouvrages provisoires 299
Faux frais 301
SECTION IV. Des travaux de maçonnerie 304
Fabrication des mortiers. . . . . *idem.*
Ouvrages en moëllon 305
Ouvrage en brique 308
Ouvrages en libages. 309
Ouvrages en pierre de taille. 310
Bétons, chappes et enduits. 316
Faux frais. . . . . *idem.*
SECTION V. Des ferrures. 317
Travail des ferrures à la forge. 318
Faux frais. 319
SECTION VI. De la peinture et du goudronnage des bois. . . . . *idem.*
Peinture. . . . . *idem.*
Goudronnage. 322

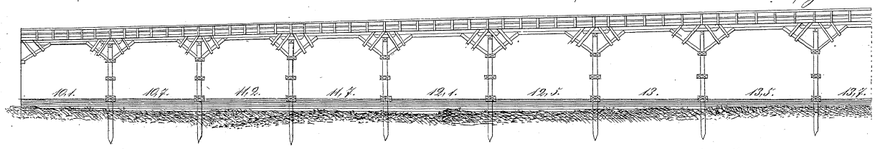
Faux frais . . . . . page 322
Section VII. Du pavage. . . . . *idem.*
Note sur le transport des terres. 325
Appendice 329
Sur la résistance des murs aux poussées. . . . . *idem.*
Sur la résistance du fer à un effort de traction 330

FIN DE LA TABLE

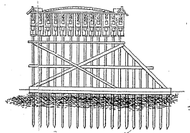
1. Pont de Trajan.



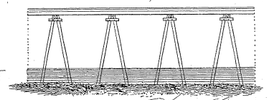
2. Pont St. Clair, sur le Rhône à Lyon.



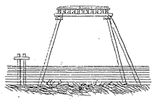
3

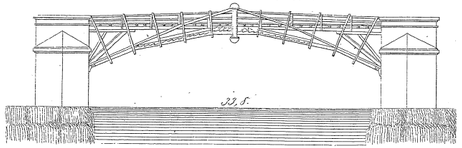


4. Pont de César.



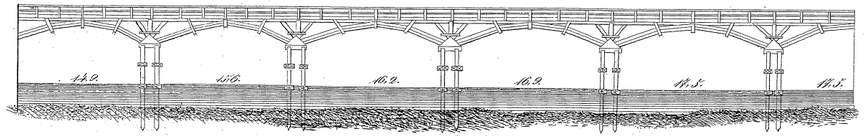
5. Pont du Saut du Rhein.



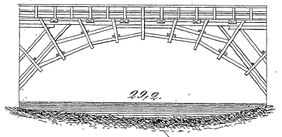


6.

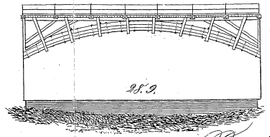
Pont de la Mulatière à Lyon, sur la Saône.



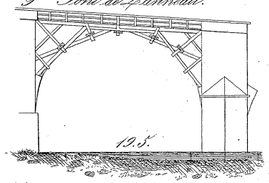
7. Pont de Cahors.



8



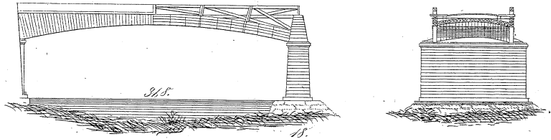
9. Pont de Lanneau.



10

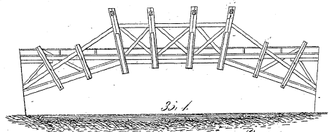
11

Pont de la Cité à Paris.

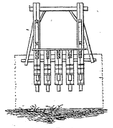


12.

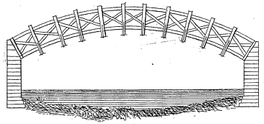
Pont de St. Clement sur la Durance.



13.

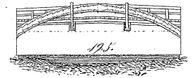


14

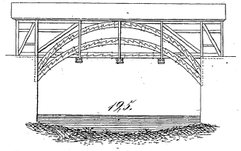


15

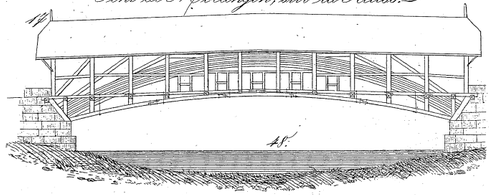
Pont à Wertamberg sur un bras du Neckar.



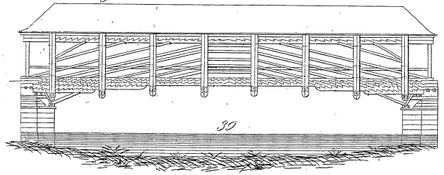
Pont près de Feldkirch, sur le Rhein.



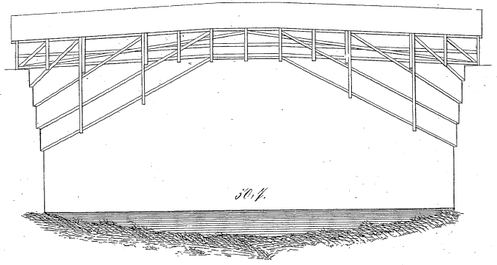
Pont de Mellingen, sur la Reuss.



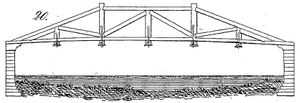
Grand Pont de Zurich.



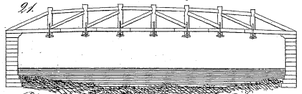
Pont sur la Sändl, dans le canton de Berne



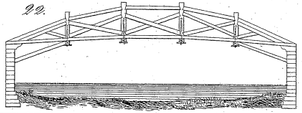
20.



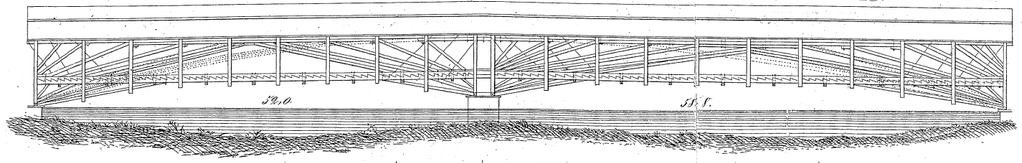
21.



22.

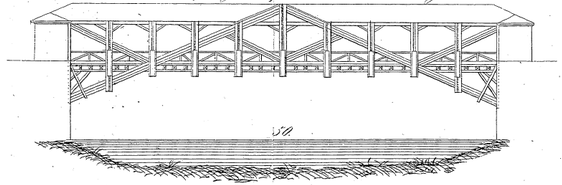


23. Pont de Schaffouse sur le Rhein.



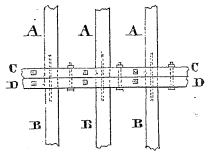
24

25. Pont projetté par M. Gauthey.

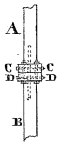


Construction des Ponts.

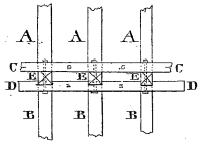
1



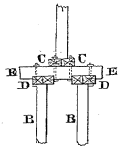
2



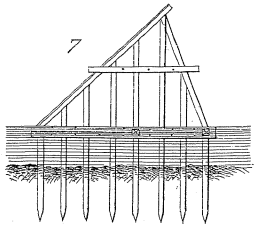
4



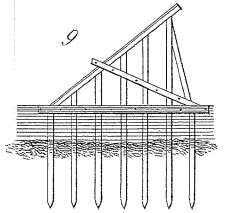
5



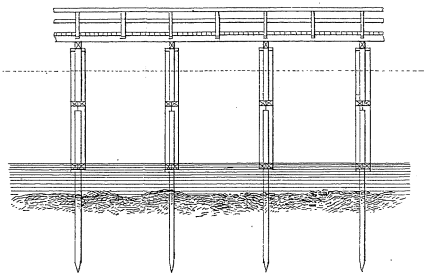
7



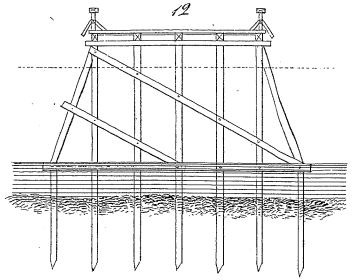
9



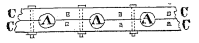
11



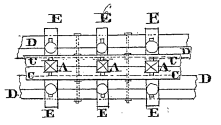
12



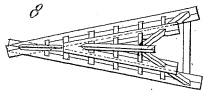
3



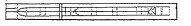
6



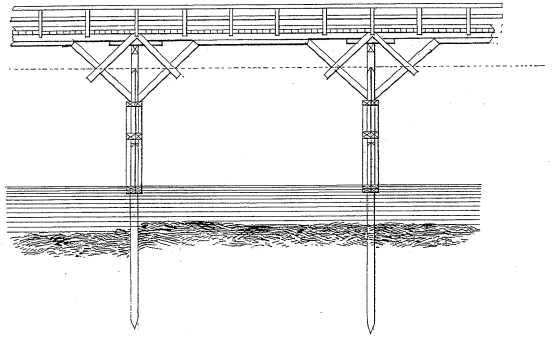
8



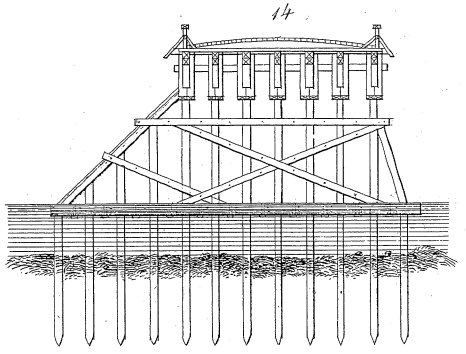
10



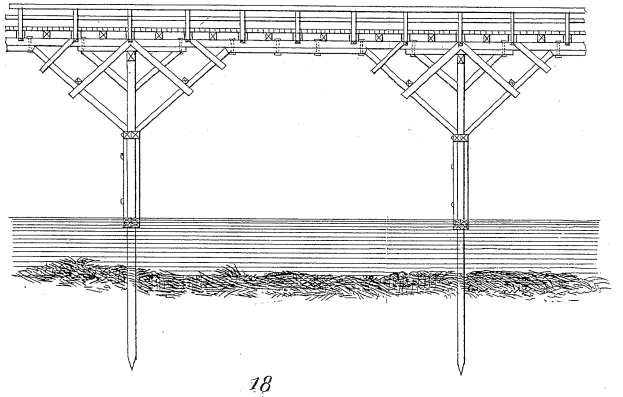
13



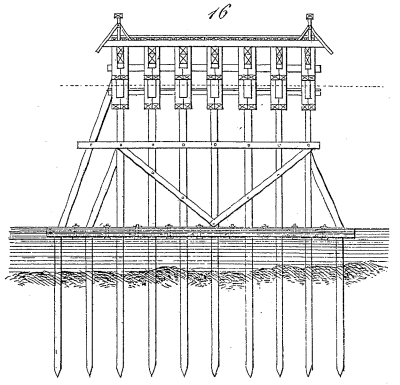
14



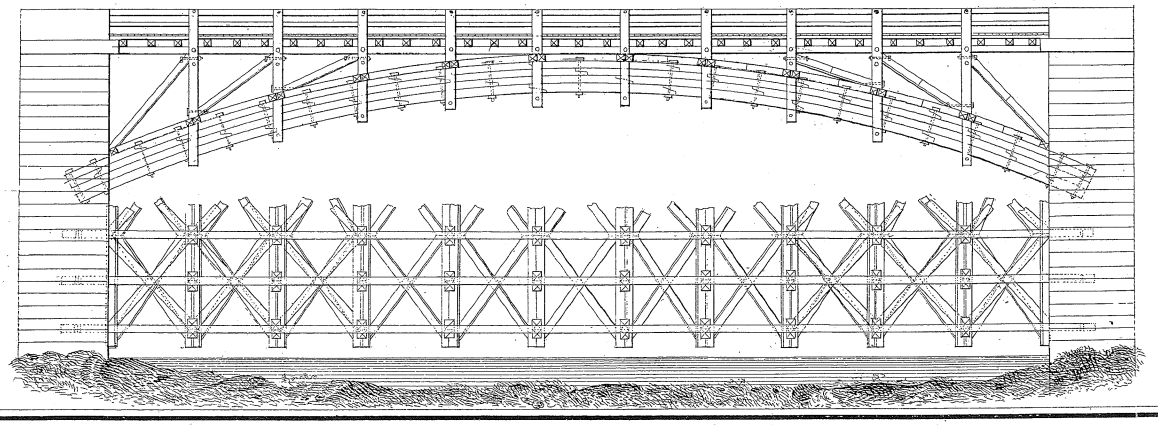
15



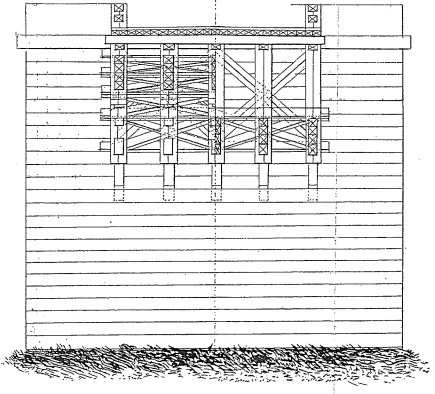
16



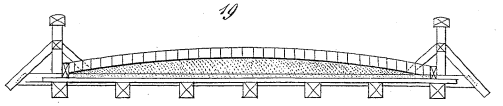
17



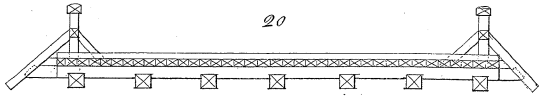
18



19

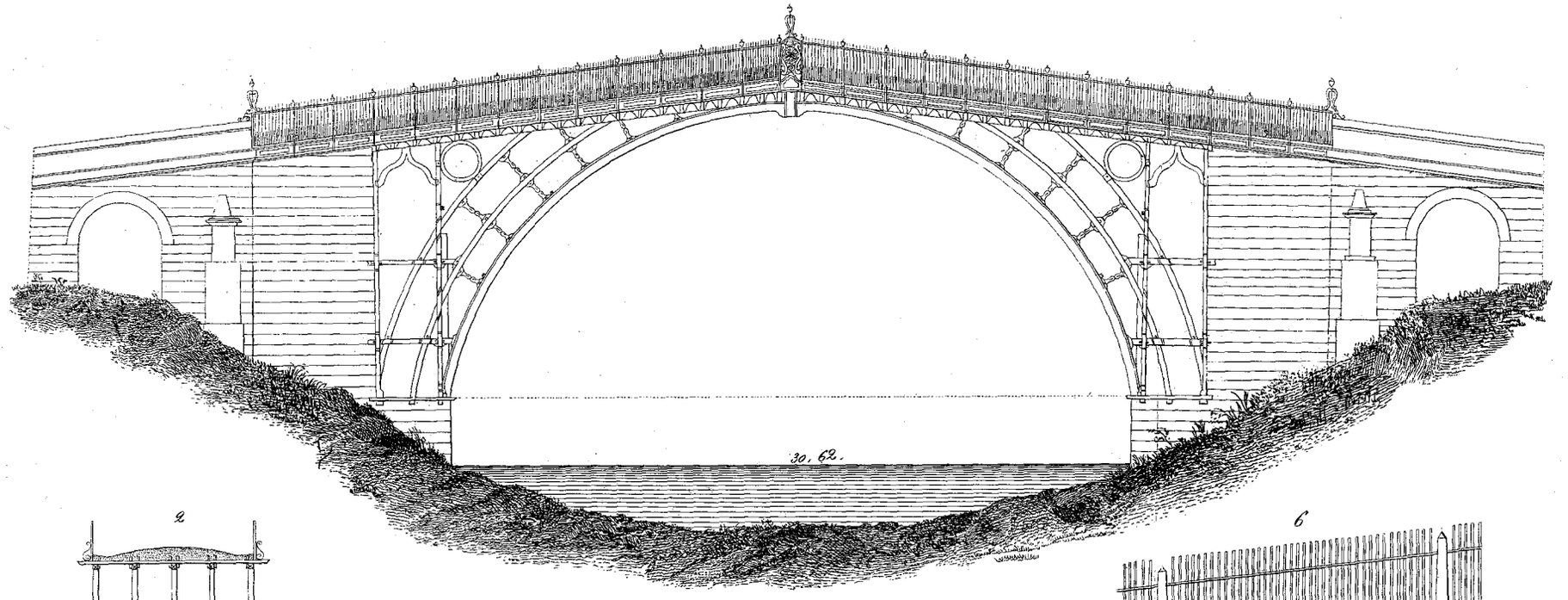


20

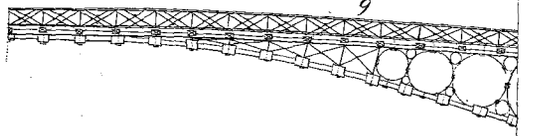


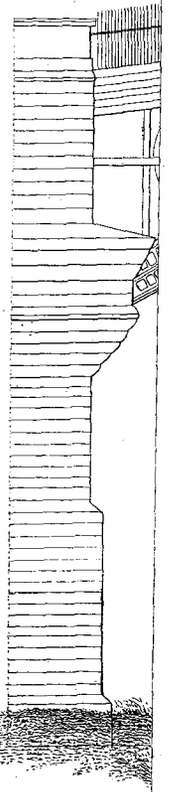
1

Pont de Coalbroockdale sur la rivière de Severn.

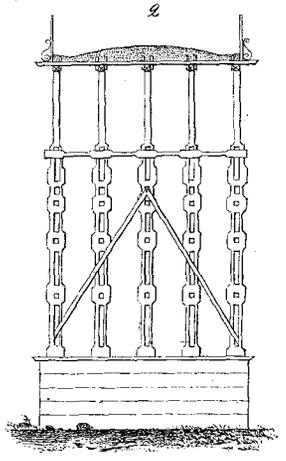


9

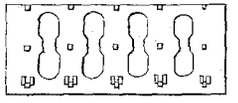




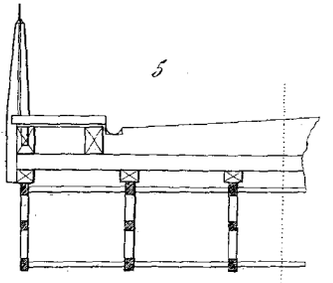
2



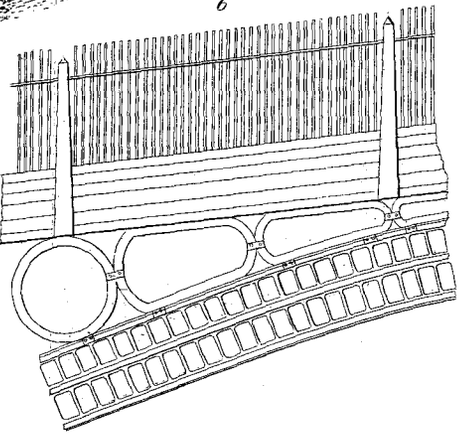
3



5

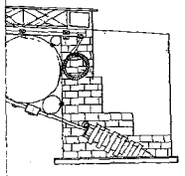


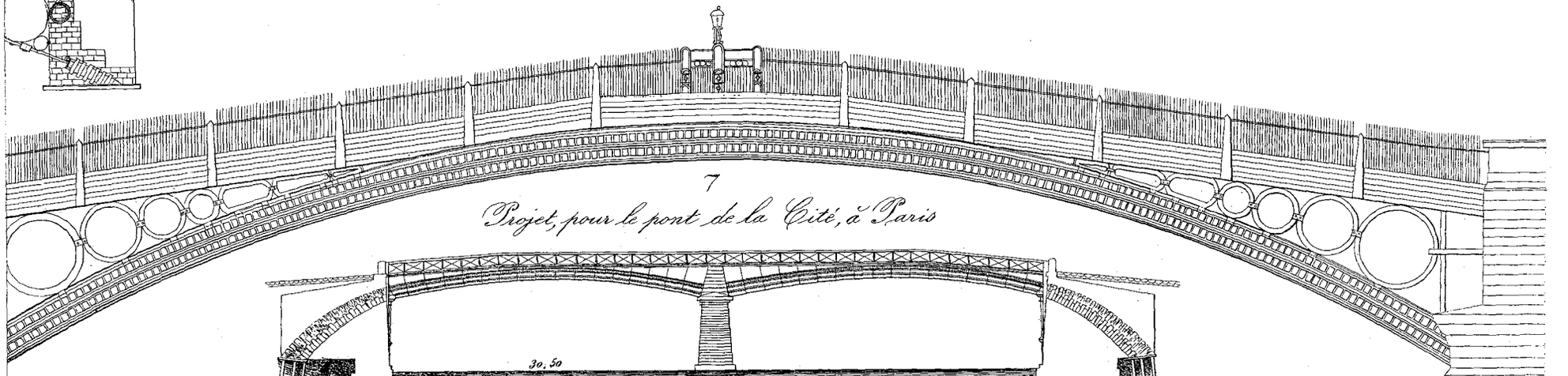
6



4

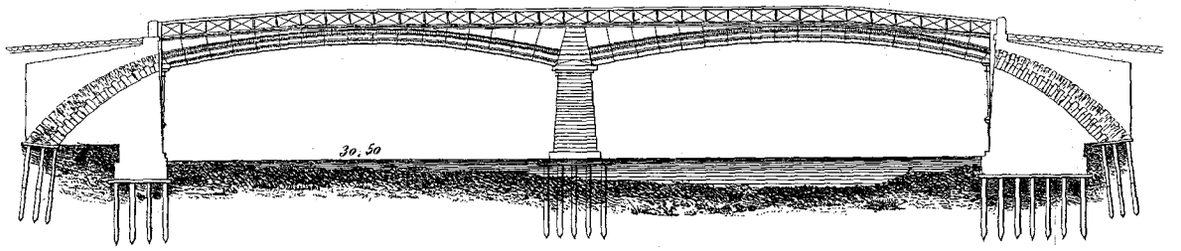
Pont de Sunderland sur la rivière de Wear.





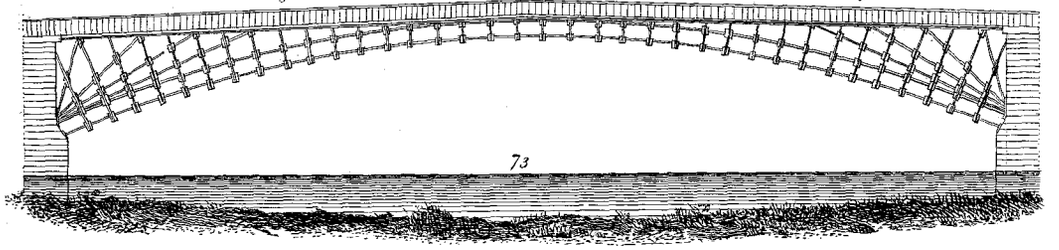
7

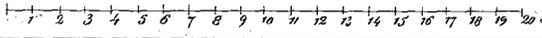
Projet, pour le pont de la Cité, à Paris



8

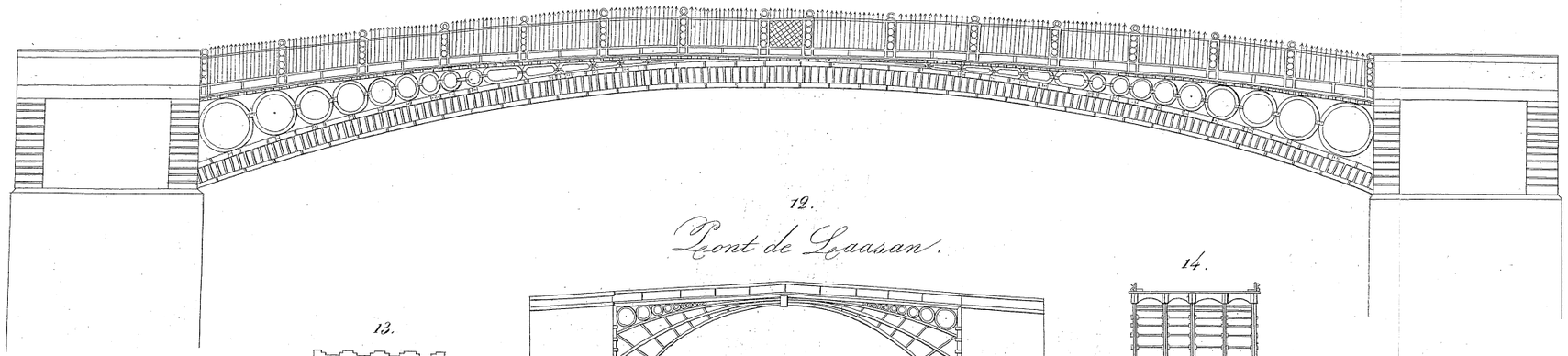
Projet, pour le pont de l'Archevêché, à Lyon.





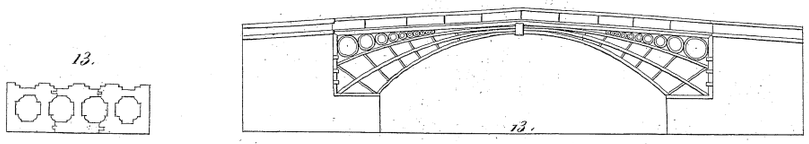
1.

Pont de Staines sur la Tamise.

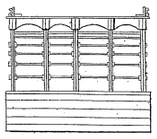


12.

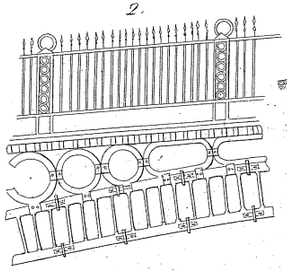
Pont de Laasan.



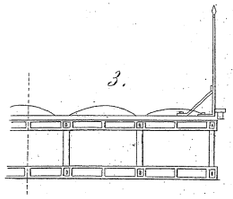
14.



2.

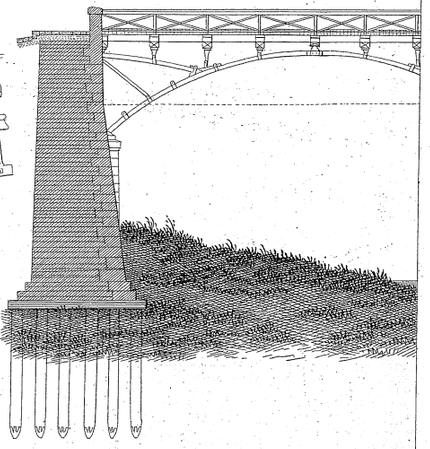


3.



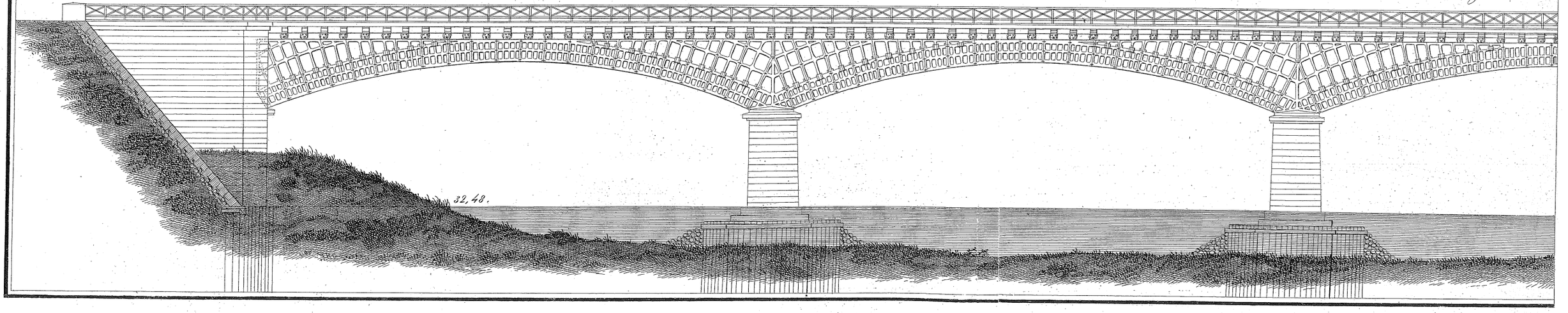
4.

Pont du Louvre, sur

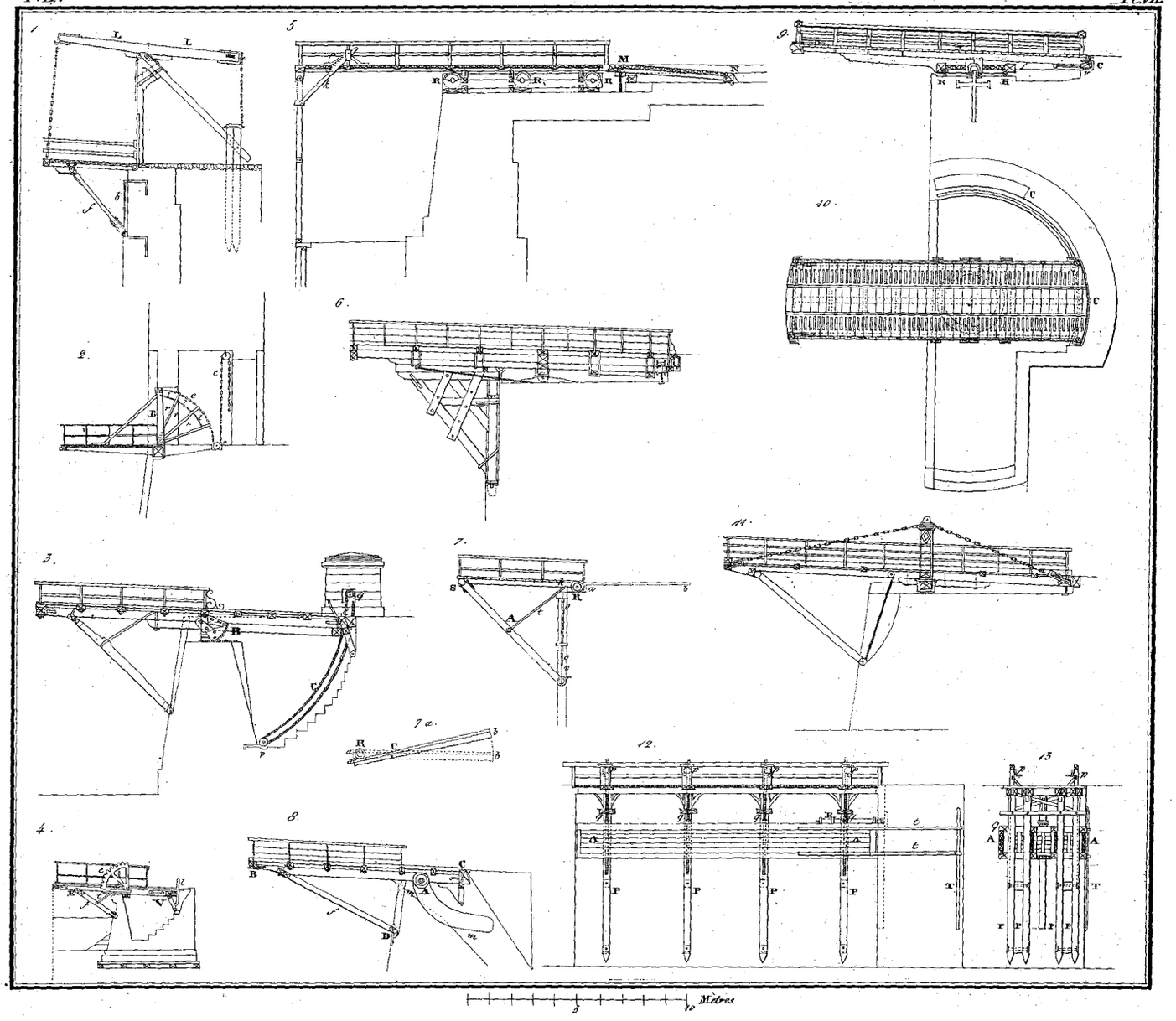


9.

Pont d'Austerlitz, sur



Construction des Ponts.



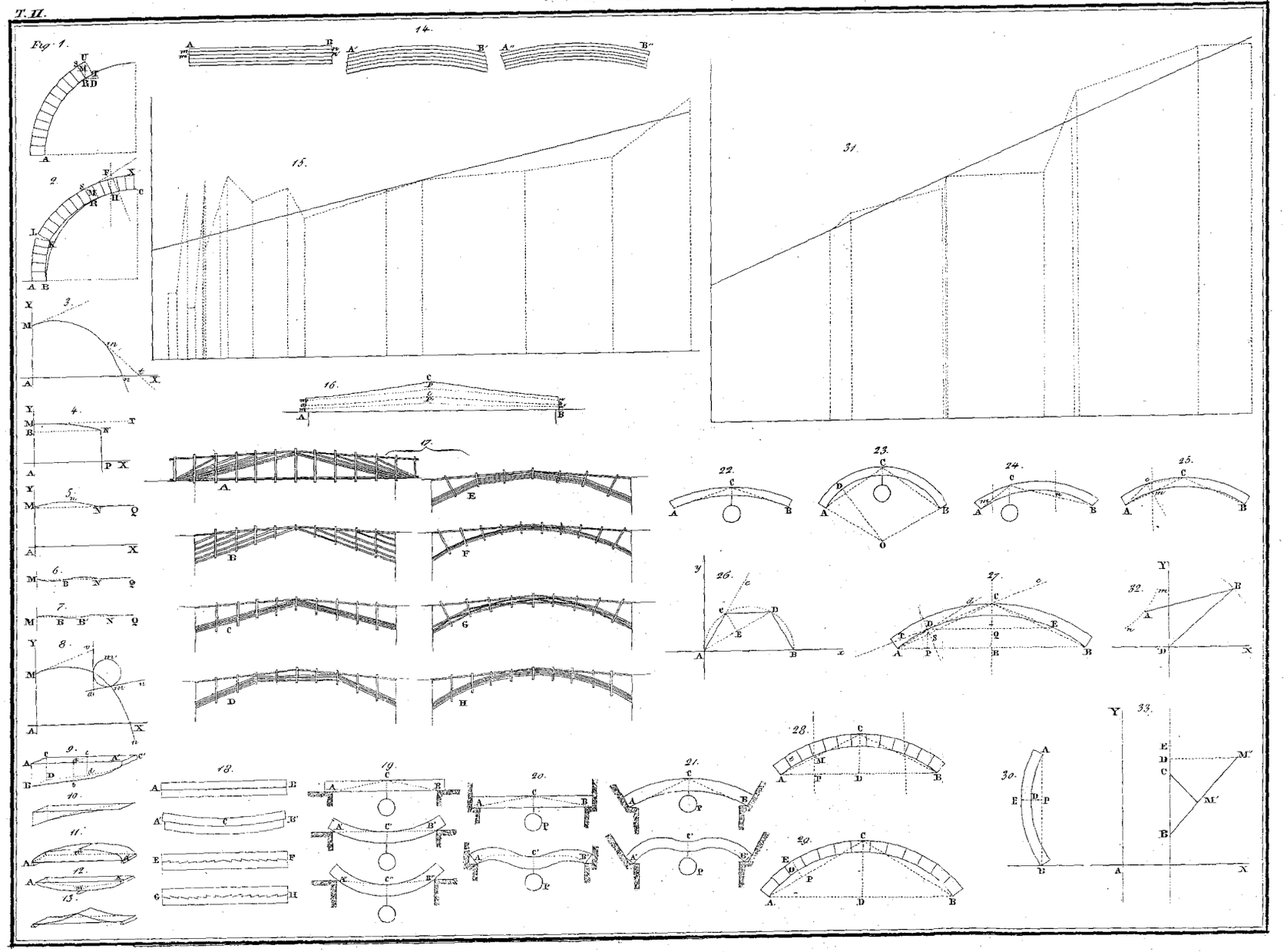
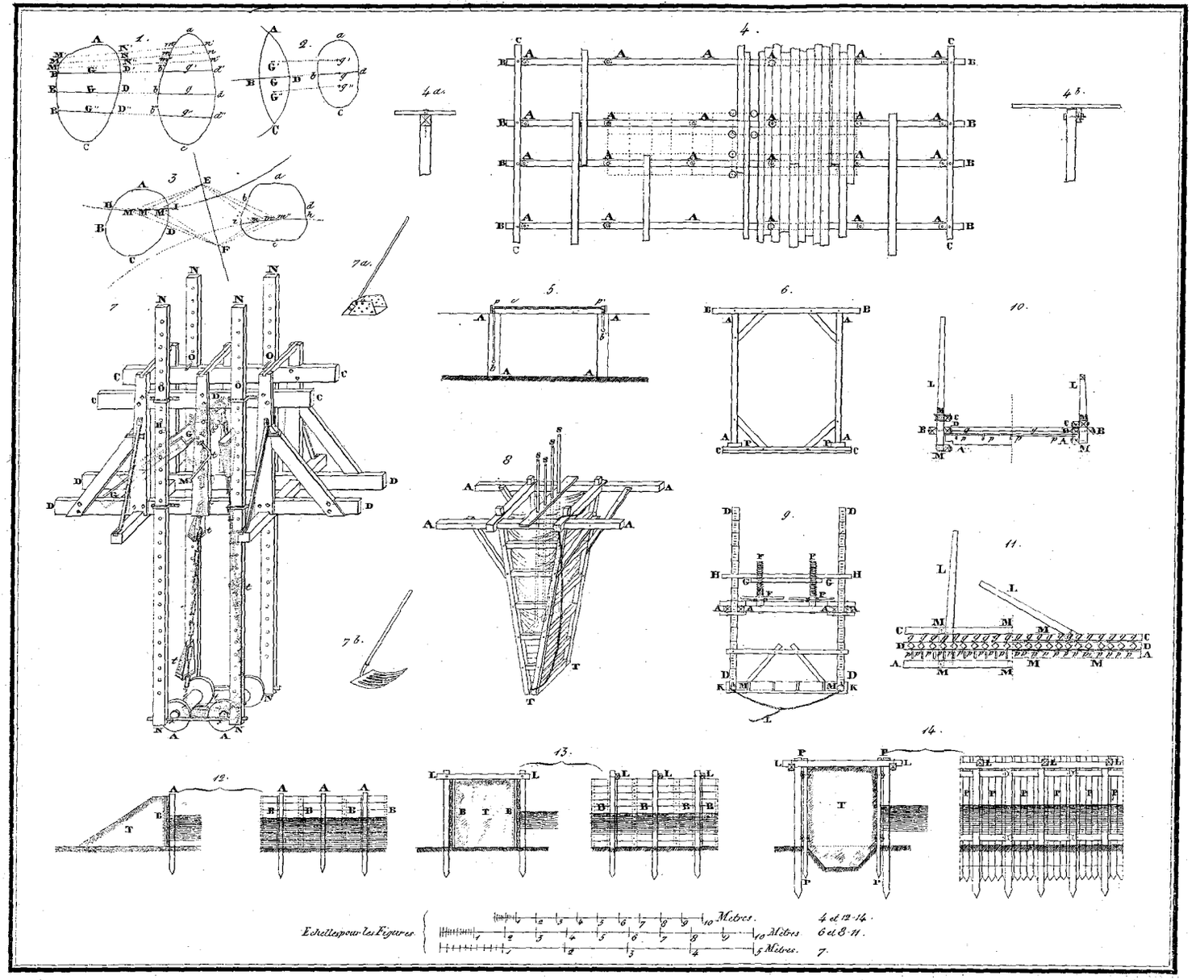
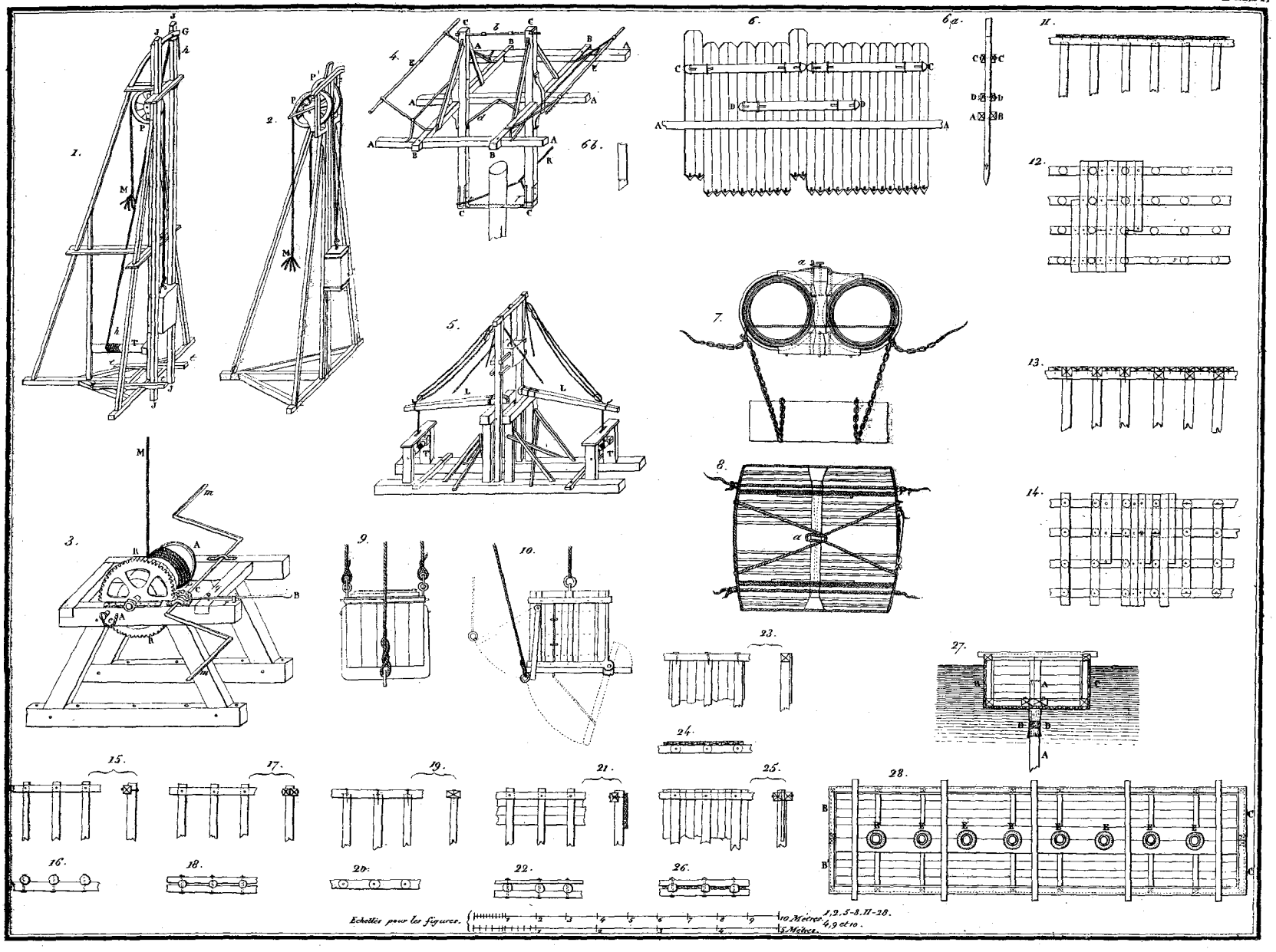
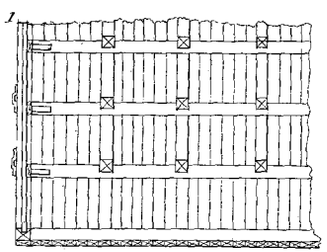
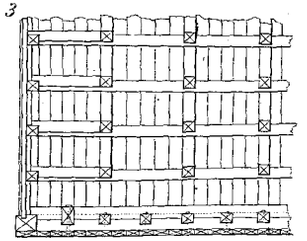


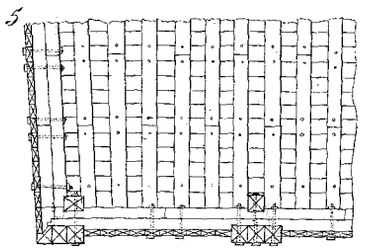
Fig. 1.
2.
3.
4.
5.
6.
7.
8.
9.
10.
11.
12.
13.
14.
15.
16.
17.
18.
19.
20.
21.
22.
23.
24.
25.
26.
27.
28.
29.
30.
31.
32.
33.

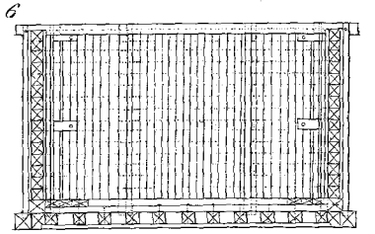

1.
2.
3
4.
4a.
4b.
5.
6.
7
7a.
7b.
8
9.
10.
11.
12.
13.
14.
Echelles pour les Figures.
Mètres.
4 et 12-14.
6 et 8-11.
7.

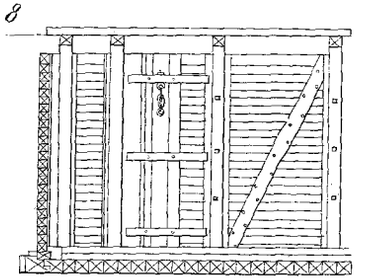

Echelles pour les figures.
10 Mètres.
5 Mètres.
1, 2, 5-8, 11-28.
4, 9 et 10.

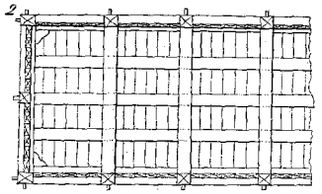

1

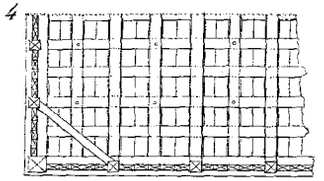

3

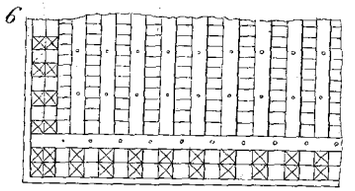

5

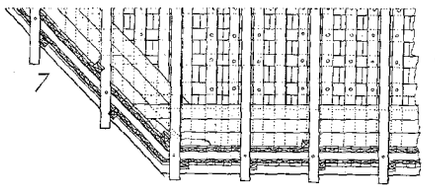

6

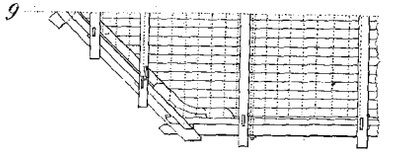

8

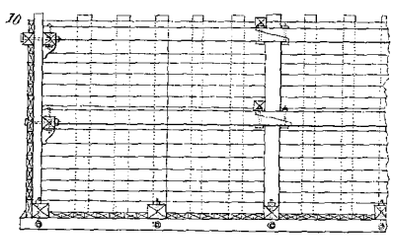

2

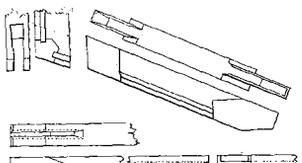

4

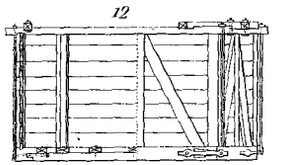

6

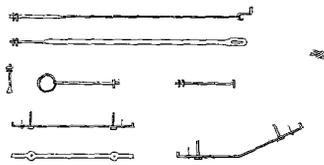

7

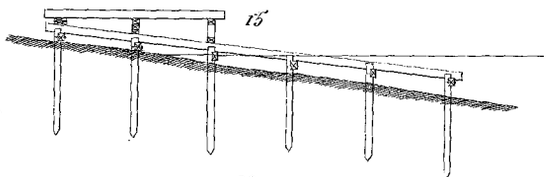

9

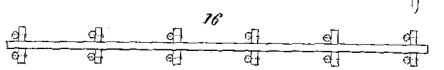

10

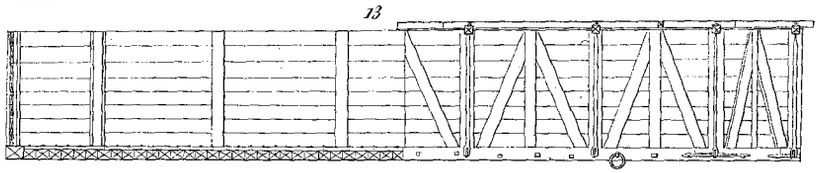


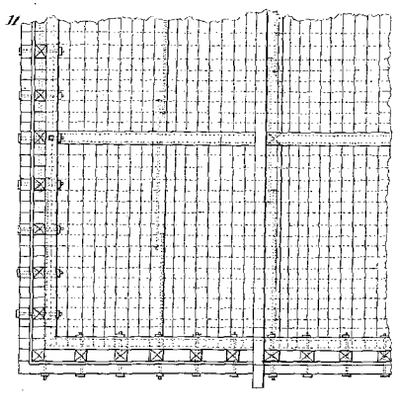

12

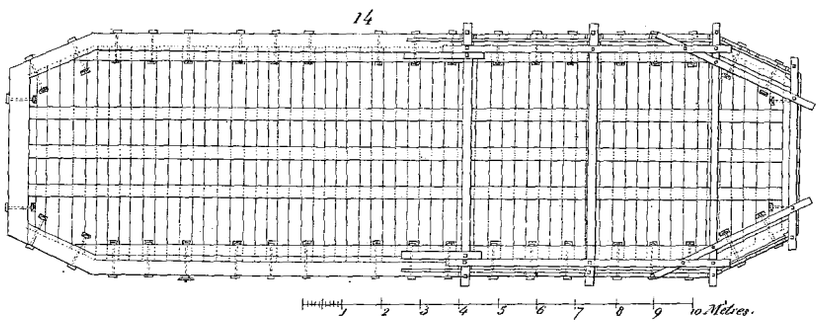


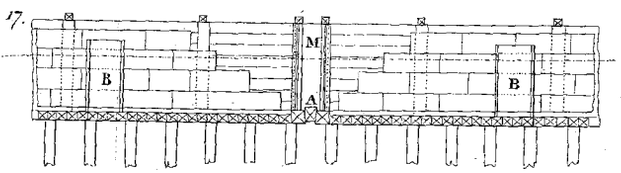

15

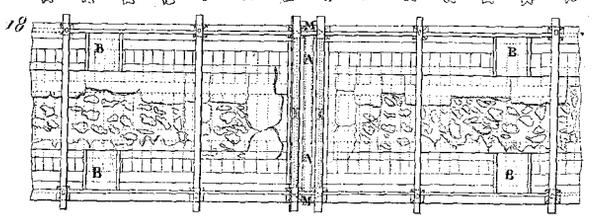

16


13


11


14
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 Mètres.


17.
B
M
A
B


18
B
M
A
B
B
M
A
B